



David Salomão Pinto Castanho Bizarro

Licenciado em Engenharia Civil

Análise e verificação da segurança de uma cobertura metálica de grande vão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Estruturas)

Orientador: João Rocha de Almeida, Professor Associado,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
Co-orientador: Tiago Braga Abecasis, Professor Catedrático Convidado
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Pinho Ramos
Arguente: Prof. Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves
Vogal: Prof. Doutor João Rocha de Almeida



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2014

Copyright: David Salomão Pinto Castanho Bizarro, FCT e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Embora esta dissertação seja resultado de um esforço individual não posso deixar de agradecer às pessoas que me apoiaram.

À Raquel Carmona, a minha namorada, pela sua presença e apoio constantes.

Aos meus pais pelo seu auxílio ao longo do meu percurso académico.

Aos meus orientadores, Eng^o. Tiago Abecasis e Prof. Dr. João Rocha de Almeida, pelo tema de elevado interesse que me propuseram e pelos conhecimentos que transmitiram.

Resumo

A crescente necessidade no sector da construção de se procurar soluções que conciliem estética, economia, segurança e adaptação aos condicionamentos, tem levado os projectistas a explorar os mais diversos sistemas estruturais, incluindo alguns que se encontravam em desuso, mas que têm vindo a ser aperfeiçoados.

Incidindo nesta problemática, esta dissertação teve como objectivos a análise e o dimensionamento de uma cobertura metálica que utiliza o conceito da treliça *Vierendeel*, devidamente modificado para se tornar uma solução mais competitiva face às soluções mais usadas actualmente.

O projecto analisado nesta dissertação é da autoria da empresa Tal Projecto (projecto arquitectónico da autoria do Atelier Fernando Jorge Correia) e consiste na cobertura envidraçada com estrutura metálica do Hotel da Ilha, em Luanda, Angola (actualmente já implementada no local).

Palavras-chave: Treliça *Vierendeel*; Ligações rígidas, semi-rígidas e articuladas; Vigas celulares; Vigas com duplo entalhe nas extremidades;

Abstract

With the growing need in the construction sector of seeking solutions that combine aesthetics, economy, safety and perfect adaptation to the conditionings, in recent years various project designers have found that structural systems currently in disuse are more efficient than the commonly used if properly improved.

Focusing on this problem, this thesis had as objective the analysis and the design of a glazed roof that utilizes the concept of *Vierendeel* truss, but suitably modified to become a more competitive solution compared to most solutions currently used.

The project analyzed in this thesis is the work of the company Tal Projecto (architectural project designed by the Atelier Fernando Jorge Correia) and it consists in the glazed roof with steel structure of the Hotel da Ilha in Luanda, Angola (currently already implemented on site).

Keywords: *Vierendeel* Truss; Rigid, semi-rigid and articulated connections; Cellular beams; Beams with double notch at the ends.

Índice de matérias

Agradecimentos.....	V
Resumo.....	VII
Abstract	IX
Índice de matérias.....	XI
Índice de figuras	XV
Índice de tabelas	XXI
Lista de abreviaturas e siglas	XXIII
Lista de símbolos.....	XXIII
1. Introdução.....	1
1.1 Objecto da dissertação	1
1.2 Organização da dissertação	2
2. Projecto analisado.....	3
2.1 Enquadramento geográfico.....	3
2.2 Aspectos arquitectónicos e construtivos.....	3
2.2.1 Utilização do vidro	3
2.2.2 Concepção estrutural	5
2.2.3 Escolha dos materiais	6
2.3 Descrição do modelo estrutural	7
2.4 Conceito de viga Vierendeel	11
2.4.1 Viga Vierendeel simples	11
2.4.2 Viga Vierendeel “modificada”	16
2.5 Critérios de modelação	19
2.5.1 Método de análise.....	19
2.5.2 Sensibilidade da estrutura às deformações	20
2.5.3 Modelação do vidro estrutural	20
2.5.4 Modelação dos elementos estruturais	22
2.5.5 Modelação das ligações	23
2.6 Critérios empregues no cálculo estrutural	24
2.6.1 Acções de cálculo	25
2.6.2 Combinações de acções	27
2.7 Análise do modelo estrutural	28
2.7.1 Comentário aos valores das reacções na estrutura de betão indicados no projecto	28
3. Análise da estabilidade global da estrutura	31

3.1 Efeitos de segunda ordem.....	31
3.2 Imperfeições	39
3.3 Previsão do comportamento da estrutura	40
4. Verificação da segurança de elementos e ligações estruturais	45
4.1 Verificação da segurança da viga bi-apoiada com dois balanços.....	45
4.2 Verificação da segurança da viga celular	53
4.3 Verificação da segurança de um contraventamento entre vigas	74
4.4 Verificação da segurança de uma corda da treliça	81
4.5 Verificação da segurança de uma viga com duplo entalhe.....	83
4.6 Verificação da segurança de um tramo da viga contínua de dois tramos	89
4.7 Dimensionamento do elemento cruciforme de inércia variável da treliça Vierendeel	101
4.8 Dimensionamento do pilar adjacente à viga em consola.....	107
4.9 Análise da base de pilar 160x160x10 – DESENHO N°54	110
4.10 Análise da ligação viga-pilar referente ao Corte N.N – DESENHO N°53	121
4.11 Análise da ligação viga-viga referente ao Corte R.R – DESENHO N°53.....	131
4.12 Avaliação da resistência da ligação referente ao Pormenor 1 – DESENHO N°52.....	150
4.13 Análise da ligação (contraventamento à viga-parede de betão armado) referente ao Pormenor 1 - DESENHO N°52	156
4.14 Análise da ligação (suporte do caixote – viga de bordo) referente ao Corte M.M – DESENHO N°53.....	159
4.15 Análise da ligação (cruciforme – elemento central da treliça Vierendeel) referente ao Pormenor Y – DESENHO N°53	170
4.16 Análise da ligação definida no Corte G.G – DESENHO N°52	173
4.17 Análise da ligação (elemento metálico-betão armado) referente ao Pormenor 2 - DESENHO N°52.....	177
4.18 Avaliação da resistência do grupo de buchas	190
4.18.1 Estados limites de serviço	190
4.18.2 Estados limites últimos.....	191
5. Verificação dos estados limites de utilização	203
6. Conclusões e comentários finais	207
Bibliografia.....	211
Apêndices / Anexos.....	227
Apêndice 1 – Acções.....	229
Apêndice 2 - Abordagem de cálculo	239
Apêndice 3 - Influências ambientais locais	247

Apêndice 4 - Considerações às bases de concepção de apoios	263
Apêndice 5 - Considerações aos contraventamentos.....	271
Apêndice 6 – Considerações ao dimensionamento das treliças	275
Apêndice 7 – Considerações às vigas celulares	287
Apêndice 8 – Considerações aos contraventamentos	313
Apêndice 9 – Dimensionamento de vigas com entalhes	317
Apêndice 10 - Estudo da estabilidade do elemento cruciforme em consola	325
Apêndice 11 - Avaliação do comportamento da ligação soldada.....	335
Apêndice 12 - Avaliação da rigidez rotacional proporcionada a um pendural genérico pelo Método dos deslocamentos.....	343
Apêndice 13 - Considerações às ligações metálicas.....	347
Apêndice 14 – Considerações às ligações viga-viga articuladas.....	349
Apêndice 15 – Considerações sobre bases de pilar	361
Apêndice 16 – Considerações para as ligações viga-pilar.....	401
Apêndice 17 – Considerações para as chapas gousset	413
Apêndice 18 – Considerações para a fixação de peças metálicas ao betão com varões/parafusos atravessantes.....	425
Apêndice 19 – Considerações prévias às chapas de extremidade	429
Apêndice 20 – Considerações prévias aos esquadros de reforço	433
Apêndice 21 – Considerações prévias aos reforços transversais parciais	439
Apêndice 22 – Considerações prévias às paredes do tubo (circular fechado) com elementos soldados de secção cruciforme	441
Apêndice 23 – Considerações para a ligação de um elemento metálico apoiado numa parede de betão	447
Apêndice 24 – Considerações para as chapas de fixação com buchas	451
Apêndice 25 – Ligação de peças metálicas ao betão com buchas químicas	453
Anexo 1 – Desenhos de projecto	455

Índice de figuras

Figura 1.1 – Treliça <i>Vierendeel</i> espacial para uma cobertura envidraçada (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)	1
Figura 1.2 – Vista interior de uma treliça <i>Vierendeel</i> espacial para suporte de painéis de vidro (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)	1
Figura 2.1 - Hotel da Ilha: 3D antevisão do exterior do hotel da Ilha do Cabo em Luanda, (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)	3
Figura 2.2 – Cobertura com vidro laminado reflectivo de cor verde (Blindex - Vidros de Segurança Lda, 2012). 4	
Figura 2.3 – Localização aproximada do Hotel da Ilha (Ilha do Cabo, Luanda, Angola) (Google, 2012).....	5
Figura 2.4 – Hotel da Ilha do Cabo, Luanda: antevisão 3D do interior do restaurante panorâmico (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)	5
Figura 2.5 – Construção do Hotel da Ilha do Cabo, em Luanda, Angola (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)	6
Figura 2.6 – Hotel da Ilha: Construção do Hotel da Ilha do Cabo, Luanda, Angola.....	7
Figura 2.7 – Hotel da Ilha: antevisão 3D no interior do restaurante panorâmico (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)	8
Figura 2.8 – Apresentação do modelo de treliça <i>Vierendeel</i> (vista extrudida do programa SAP2000)	9
Figura 2.9 – Modelo estrutural, <i>CORTE TRANSVERSAL X1.X1 e X2.X2 – DESENHO Nº51</i> do Anexo 1	10
Figura 2.10 – Modelo estrutural, <i>CORTE TRANSVERSAL Y.Y – DESENHO Nº51</i> do Anexo 1	10
Figura 2.11 – Configurações geométricas de vigas <i>Vierendeel</i> (Vierendeel, 1935): Modelo paralelo, Fig. 1; Modelo misto com corda inferior paralela, Fig. 2; Modelo misto com corda superior curva, Fig. 3; Modelo parabólico puro, Fig. 4.	11
Figura 2.12 – Modelo simplificado para análise de treliça <i>Vierendeel</i> (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer, Wardenier, Zhao, Van der Vegte, & Kurobane, 2009)	11
Figura 2.13 – Forças e momentos numa treliça <i>Vierendeel</i> sujeita a cargas nodais (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer, Wardenier, Zhao, Van der Vegte, & Kurobane, 2009)	12
Figura 2.14 – Representação das cargas actuantes, configuração deformada e diagramas de esforços para uma viga <i>Vierendeel</i> (modelo plano) de 4 painéis com cordas de igual inércia (programa FTOOL).....	12
Figura 2.15 – Esboço do diagrama de momentos flectores das cordas superior e inferior, numa viga <i>Vierendeel</i> simples com 6 painéis sujeita a cargas gravíticas concentradas (Abecasis & Cima Gomes, 2012)	13
Figura 2.16- Transmissão de esforços numa viga <i>Vierendeel</i> simples com cordas de diferentes inércias (Abecasis & Cima Gomes, 2012)	14
Figura 2.17 – Representação das cargas actuantes, configuração deformada e diagramas de esforços, para uma viga <i>Vierendeel</i> de 4 painéis com cordas de diferentes inércias (gráfica do programa FTOOL)	15
Figura 2.18 – Equilíbrio de momentos flectores nos nós de uma viga <i>Vierendeel</i> simples (ligações rígidas)	15
Figura 2.19 – Adaptação de viga <i>Vierendeel</i> simples: cordas superior e inferior com inércia reduzida e elemento central com inércia elevada (Abecasis & Cima Gomes, 2012)	16
Figura 2.20 - Transmissão de esforços na viga <i>Vierendeel</i> “modificada” (Abecasis & Cima Gomes, 2012)	17
Figura 2.21 – Estudo de meia estrutura adoptada em projecto com base no modelo de viga <i>Vierendeel</i> simples	17
Figura 2.22 - Equilíbrio de esforços nos nós de uma viga <i>Vierendeel</i> “modificada” (ligações rígidas)	18
Figura 2.23 – Apresentação do modelo tridimensional da estrutura da cobertura (vista extrudida do programa SAP2000)	19
Figura 2.24 – Cobertura envidraçada (vista extrudida do programa SAP2000, com malha não refinada)	21

Figura 2.25 – Apresentação de modelo tridimensional (discretização em barras)	22
Figura 2.26 – Restrições geométricas para modelo de cobertura isolada (RSA, 1983)	25
Figura 2.27 – Perspectiva do local envolvente da estrutura (Google, 2012).....	26
Figura 2.28 – Configuração deformada do modo fundamental de vibração (frequência própria da estrutura)	27
Figura 3.1 – Substituição da envolvente de uma coluna contínua (proveniente de um relatório técnico sobre pórticos metálicos com ligações soldadas totalmente rígidas); extraído de (Wood, 1974)	32
Figura 3.2 – Indicação do comprimento efectivo de encurvadura de uma coluna isolada com vigas de restrição e ligações rígidas, e num pórtico com deslocamentos laterais impedidos; extraído de (Wood, 1974)	34
Figura 3.3 – Indicação do comprimento efectivo de encurvadura de uma coluna isolada com vigas de restrição e ligações rígidas, e num pórtico com deslocamentos laterais permitidos (sem corte); extraído de (Wood, 1974) .	35
Figura 3.4 – Pórtico metálicos com múltiplos pisos (à esquerda) e modelo estrutural equivalente de uma coluna contínua (à direita); extraído de (Mageirou & Gantes, 2006)	35
Figura 3.5 – Modelo de uma coluna: (a) num pórtico com deslocamentos impedidos, (b) num pórtico com deslocamentos permitidos, (c) num pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos; extraído de (Mageirou & Gantes, 2006)	36
Figura 3.6 – Expressões da rigidez rotacional de elementos convergentes nos nós de um pilar, para diferentes condições de fronteira	38
Figura 4.1 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações	45
Figura 4.2 – Modelação da rigidez de uma ligação, (Simões, 2007)	46
Figura 4.3 – Modelo estrutural constituído uma viga contínua com um tramo em consola, e com um apoio modelado por uma mola rotacional.....	49
Figura 4.4 – Troço da viga (de bordadura) contraventada lateralmente.....	50
Figura 4.5 – Aproximação do parâmetro que define a proporção de momentos de extremidade no eixo de flexão y-y	51
Figura 4.6 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações	54
Figura 4.7 – Forças locais actuantes no tê superior em uma abertura da alma.....	57
Figura 4.8 – Possíveis roturas por corte na secção perfurada.....	57
Figura 4.9 – Determinação da secção crítica por alteração do ângulo de rotação	59
Figura 4.10 – Abordagem de <i>Sahmel</i> para viga curva (secção linear)	61
Figura 4.11 – Mecanismo <i>Vierendeel</i> ao redor de uma abertura circular na alma (Chung, Liu, & Ko, 2001)	64
Figura 4.12 –Momento plástico resistente da secção em torno do eixo de maior inércia: distâncias dos centros de gravidade das áreas comprimida e traccionada da secção ao eixo neutro	66
Figura 4.13 – Determinação do parâmetro que define a proporção de momentos de extremidade no eixo y-y....	68
Figura 4.14 - Diagramas de esforços para a combinação 5 adaptada ao estado limite último	74
Figura 4.15 – Força estabilizadora equivalente (NP EN 1993-1-1, 2010)	76
Figura 4.16 – Definição geométrica de uma secção tubular circular (NP EN 1993-1-1, 2010).....	76
Figura 4.17 – Diagrama de momentos escolhido para determinar o coeficiente de momento uniforme equivalente, (NP EN 1993-1-1, 2010).....	78
Figura 4.18 - Diagrama de momento flector na viga de bordadura no trecho entre apoios, para a combinação 5 adaptada ao estado limite último, e admitindo um comportamento estimado para ligações	80

Figura 4.19 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações	83
Figura 4.20 – Indicação dos parâmetros auxiliares de cálculo do coeficiente de momento uniforme, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)	87
Figura 4.21 – Troço da viga de bordadura coincidente com um tramo de viga contínua de dois tramos que está entre os cruzamentos dos alinhamentos 2-E e 4-E, ver <i>DESENHO N°50</i> (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	89
Figura 4.22 – Diagramas de esforços para a combinação 5 adaptada ao estado limite último (uma das situações mais desfavoráveis): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações.	90
Figura 4.23 – Classificação de secções: Zonas plastificadas da secção devido ao esforço normal e ao momento flector, adaptado de (Camotim, Basaglia, & Silvestre, 2010)	91
Figura 4.24 – Modelo estrutural para determinação do comprimento de encurvadura da viga no plano de estrutura (plano x – z)	94
Figura 4.25 – Modelo estrutural para determinação do comprimento de encurvadura da viga fora do plano de estrutura (plano x – y)	94
Figura 4.26 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do coeficiente C_1 referente à forma do diagrama de momento flector, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)	96
Figura 4.27 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do factor de correcção, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)	98
Figura 4.28 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do coeficiente de momento uniforme, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)	98
Figura 4.29 – Elemento estrutural em consola com secção cruciforme não prismática	101
Figura 4.30 – Diagramas de esforços instalados no elemento cruciforme	101
Figura 4.31 – Classificação das secções transversais ao longo do comprimento do elemento cruciforme	102
Figura 4.32 – Variação do rácio de utilização ao longo do comprimento do elemento cruciforme	103
Figura 4.33 – Definição geométrica de uma secção tubular quadrangular	108
Figura 4.34 – Pórtico plano com ligação viga-pilar articulada ou rígida, adaptado de (Reis A. , 2001)	110
Figura 4.35 – Diagrama de momento flector e deformada de um pórtico com diferentes ligações viga-pilar, adaptado de (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)	110
Figura 4.36 – Base de coluna adoptada pela equipa projectista, (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	111
Figura 4.37 – Esquema da trajectória das tensões no betão	112
Figura 4.38 – Área da chapa equivalente rígida (área da peça em T equivalente comprimida)	113
Figura 4.39 – Áreas das peças em T equivalente comprimida para base de coluna em compressão simples	118
Figura 4.40 – Ligação viga-pilar articulada, com viga suportada directamente pelo pilar (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	122
Figura 4.41 – Ligação viga-pilar semi-rígida, com viga suportada directamente pelo pilar (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	123
Figura 4.42 - Linha de parafusos adjacente a um reforço, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 1997)	123
Figura 4.43 – Degradação da pressão exercida pelos banzos do pilar sobre o banzo da viga devido à presença de uma chapa de testa	127
Figura 4.44 – Eixo neutro considerando apenas a participação dos banzos	127
Figura 4.45 – Braço do binário para determinação do momento resistente na junta	129

Figura 4.46 – Pormenor construtivo de uma ligação viga-viga articulada, utilizando cobre-juntas e reforços (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	131
Figura 4.47 – Diagrama de esforços do suporte do caixote AVAC (tubo circular fechado) para a combinação mais desfavorável (vento proveniente da maior dimensão do edifício)	133
Figura 4.48 – Distribuição dos esforços actuantes pelos cordões de soldadura (distribuição plástica de tensões)	134
Figura 4.49 – Soldaduras com cordão de extremidade (à esquerda) e com cordão lateral (à direita), adaptado de (Jaspart, J.P. et al, 2009)	136
Figura 4.50 – Dimensões geométricas da secção da ligação concebida pelas cobre-juntas	136
Figura 4.51 – Disposição do grupo de parafusos: distância entre eixos e distâncias às extremidades; número de linhas de parafusos na vertical e número de parafusos em cada fiada.....	139
Figura 4.52 – Resistência ao corte e ao esmagamento de um grupo de parafusos numa chapa de ligação, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).	139
Figura 4.53 – Áreas do <i>gousset</i> envolvidas na rotura em bloco por corte (SCI/BCSA Connections Group, 2011)	142
Figura 4.54 – Braço da força instalada na ligação: distância entre os eixos de gravidade da cobre-junta e da viga de suporte	144
Figura 4.55 – Resistência da alma da viga suportada no local de ligação: interacção entre flexão e esforço transversal, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).....	145
Figura 4.56 – Braço da força instalada na ligação: distância entre os eixos de gravidade da cobre-junta e da viga suportada.....	146
Figura 4.57 – Resistência da alma da viga de suporte à força de amarração: presença de flexão com possível formação de rótulas plásticas, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011)	146
Figura 4.58 – Resistência à tracção e ao esmagamento de uma chapa de ligação com parafusos (integridade estrutural), adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).	149
Figura 4.59 – Pormenor construtivo de uma ligação utilizando um <i>gousset</i> atravessando um tubo CHS	150
Figura 4.60 – Representação do corte do varão na extremidade	151
Figura 4.61 – Espessura efectiva do cordão de soldadura aplicado no contorno de um varão.....	152
Figura 4.62 – Pormenor construtivo de uma ligação utilizando parafusos roscados atravessando uma viga-parede de betão armado, (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	157
Figura 4.63 – Pormenor construtivo da ligação do suporte do caixote à viga de bordo: ligação aparafusada enrijecida pelo recurso a esquadros de reforço soldados na chapa de fixação (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	160
Figura 4.64 – Vista frontal da ligação entre o suporte do caixote e a alma da viga: disposição dos parafusos e dos esquadros de reforço (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	161
Figura 4.65 – Chapa de extremidade circular normalizada por uma chapa de extremidade rectangular	162
Figura 4.66 – Linha de parafusos adjacente a dois reforços, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 1997)	163
Figura 4.67 – Distribuição de forças numa ligação de um tubo circular fechado com chapa de extremidade e esquadros de reforços.....	167
Figura 4.68 - Distribuição de forças numa ligação de um tubo circular fechado com chapa de extremidade.....	169
Figura 4.69 – Secção transversal da viga com dois reforços transversais parciais.....	170
Figura 4.70 – Pormenor construtivo das ligações entre os pendurais e as cordas superior, inferior e intermédia da treliça <i>Vierendeel</i> (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	170
Figura 4.71 – Pormenor construtivo de uma viga metálica sobre uma chapa de base e apoiada num elemento de betão armado, adaptado de (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)	174

Figura 4.72 – Viga metálica ligada a um elemento de betão através de um <i>gousset</i> e de uma chapa de extremidade (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008).....	177
Figura 4.73 – Distribuição de esforços numa chapa fixada por buchas, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).....	183
Figura 4.74 – Ligação com chapa de fixação sujeita ao corte: secções críticas e porções da secção envolvidas na rotura em bloco (SCI/BCSA Connections Group, 2011)	184
Figura 4.75 – Resistência à tracção da chapa de extremidade, (SCI/BCSA Connections Group, 2009)	186
Figura 4.76 – Avaliação da carga no ponto em que há perda de adesão (ETAG 001-05, 2008).....	190
Figura 4.77 - Avaliação da carga no ponto em que há perda de ade adesão (ETAG 001-05, 2008).....	191
Figura 4.78 – Restrições geométricas da ligação metálica ao betão com buchas, <i>Pormenor 2 – DESENHO</i> 52	192
Figura 4.79 – Área de influência de uma bucha isolada isenta de restrições geométricas, (TR029, 2007; Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007)	194
Figura 4.80 - Área de influência de um grupo de buchas sem restrições geométricas de bordo ou extremidade, (TR029, 2007).....	194
Figura 4.81 – Braço da força actuante dependendo das restrições de apoio (TR029, 2007).....	197
Figura 4.82 – Área de influência de uma bucha individual próxima de um bordo ou extremidade (TR029, 2007)	199
Figura 4.83 – Área de influência de um grupo de buchas próximo de um bordo ou extremidade (TR029, 2007)	199
Figura 4.84 – Restrição geométrica para vento de sucção	199
Figura 4.85 - Restrição para acção lateral provocada pelo vento.....	199
Figura 4.86 – Rotura por cedência do bordo (Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007)	201
Figura 5.1 – Deformações verticais na cobertura envidraçada para a combinação característica	205

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Valores gerais das características do vidro estrutural (EN 572-1, 2004).....	21
Tabela 2.2 – Valores gerais das características do aço estrutural (NP EN 1993-1-1, 2010)	23
Tabela 2.3 – Aços de construção mais utilizados.....	23
Tabela 3.1 – Coeficiente correctivo da rigidez rotacional oferecida por uma viga a um pilar adjacente, adaptado de (ENV 1993-1-1:1992, 1992)	33
Tabela 3.2 – Esforço de compressão actuante nos pilares para a combinação fundamental com	41
Tabela 3.3 – Comparação do factor de esbelteza utilizando diferentes métodos analíticos	41
Tabela 3.4 – Determinação do factor de carga crítica das colunas utilizando diferentes métodos analíticos	42
Tabela 4.1 – Espessuras de cordões de soldadura com resistência total, (Jaspart, J.P. et al, 2009)	136
Tabela 4.2 – Espessura do cordão de extremidade para impedir rotura pelas soldaduras (Jaspart, J.P. et al, 2009)	178
Tabela 5.1 – Deformação horizontal máxima na estrutura para a combinação característica	203
Tabela 5.2 – Deformação vertical máxima nos elementos estruturais para a combinação quase-permanente....	203
Tabela 5.3 – Deformação vertical máxima nos elementos estruturais para a combinação característica.....	204
Tabela 5.4 – Deformação vertical máxima na cobertura em vidro para a combinação característica	205

Lista de abreviaturas e siglas

EC1	– Eurocódigo 1
EC2	– Eurocódigo 2
EC3	– Eurocódigo 3
RSA	– Regulamento de Segurança e Acções
IPE	– I Profile Européennes (Perfil I Europeu)
CHS	– Circular Hollow Section (Secção circular fechada)
RHS	– Rectangular Hollow Section (Secção rectangular fechada)
CG	– Centro geométrico
CIR	– Centro instantâneo de rotação
AVAC	– Aquecimento, ventilação e ar condicionado

Lista de símbolos

Letras Latinas

A	área de uma secção transversal
a	espessura de um cordão de soldadura
a_1, a_2	espaçamentos entre buchas individuais ou grupo de buchas exteriores adjacentes, nas direcções horizontal e vertical, respectivamente
$a_{LT}, b_{LT}, c_{LT}, d_{LT}, e_{LT}$	termos auxiliares
A_n^0 e A_n	áreas de influência de uma bucha individual sem ou com restrições de extremidade, bordo ou proximidade de outras buchas, respectivamente; no caso de roturas particulares é usual adoptar-se um sub-índice característico do modo de rotura
A_s	secção transversal de aço da bucha, ou do parafuso, ou do chumbadouro
$A_{v,net}$	área útil de uma secção resistente ao corte; quando em relação a um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice desse eixo
A_v	área bruta de uma secção resistente ao corte; quando em relação a um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice desse eixo
b, h	largura e altura de uma secção
b_f, t_f	largura e espessura do banzo de uma secção
$B_{p,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso (ou chumbadouro) e da porca
c	largura ou altura de parte comprimida de uma secção transversal
c_1, c_2	as distâncias de uma bucha ou grupo de buchas até à extremidade, nas direcções horizontal e vertical, respectivamente; no caso de buchas próximas da extremidade e solicitadas ao corte; c_1 é a distância à

	extremidade na direcção de corte
C_1, C_2, C_3	factores dependentes da forma do diagrama do momentos e das condições de apoio
c_{cr}	distância à extremidade necessária para assegurar a transmissão da resistência característica de uma bucha individual sem efeitos onerosos pela presença de bordo ou extremidade; no caso de roturas particulares é usual adoptar-se um sub-índice característico do modo de rotura
c_H	largura ou altura da zona plastificada de uma secção transversal devido à acção de momento flector e de esforço normal de compressão
C_m	factor equivalente de momento uniforme dependente do grau de plasticidade da secção; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
c_{min}	distância mínima permitida a até à extremidade
C_{mLT}	factor equivalente de momento uniforme relativo a encurvadura lateral
c_N	largura ou altura da zona plastificada de uma secção transversal devido à acção de esforço normal de compressão
$C_{yy}, C_{zy}, C_{yz}, C_{zz}$	factores dependentes do grau de plasticidade e da sensibilidade do elemento às deformações por torção
d	diâmetro nominal do tubo circular fechado, ou da bucha, ou do parafuso, ou do chumbadouro
d_0	diâmetro do furo para uma bucha, para um parafuso, ou para um chumbadouro; no caso de vigas celulares representa a altura do buraco na alma da viga
d_m	menor diâmetro médio (entre círculos inscrito e circunscrito) da cabeça do parafuso, do chumbadouro, ou da porca
E	módulo de elasticidade do aço
e_1	distância para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou chumbadouro) e a extremidade adjacente, medida na direcção da transmissão do esforço
e_2	distância para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou chumbadouro) e a extremidade adjacente, medida na direcção perpendicular à transmissão do esforço
$F_{b,Rd,hor}, F_{b,Rd,ver}$	valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso, nas direcções horizontal e vertical, respectivamente
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à tracção por parafuso, por bucha, ou por chumbadouro
f_u	tensão característica última do aço em tracção (valor nominal); no caso de elementos em específico (parafuso, chapa, elemento estrutural, etc.) é usual adoptar-se um sub-índice característico do elemento
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso, por bucha, ou por chumbadouro
$f_{vw,d}$	valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
$F_{w,Rd}$	valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento

f_y	tensão característica de cedência do aço (valor nominal); no caso de elementos em específico (parafuso, chapa, elemento estrutural, etc.) é usual adoptar-se um sub-índice característico do elemento
G	módulo de distorção do aço
h_c	espessura do elemento de betão
h_{ef}	profundidade efectiva da bucha
h_{min}	espessura mínima de elemento de betão
h_p, b_p, t_p	altura, largura e espessura de uma chapa (<i>gousset</i> , cobre-junta, chapa de extremidade)
h_w, t_w	altura e espessura da alma de uma secção
I	momento de inércia de uma secção em relação ao eixo neutro; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
i	raio de giração, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
I_t	constante de torção uniforme
I_w	constante de empenamento
k_2	parâmetro dependente do tipo de parafusos
k_w	factor de comprimento efectivo que refere a restrição ao empenamento nas extremidades do elemento
k_z	factor de comprimento efectivo que refere a restrição à flexão no plano nas extremidades do elemento
L	comprimento de um elemento entre apoios
l_1, l_2	excentricidades de uma junta
L_b	comprimento de um elemento entre secções contraventadas
L_{cr}	comprimento de encurvadura no plano condicionante
L_j	comprimento de um troço de viga para modelação de uma ligação
L_w	comprimento efectivo do cordão de soldadura
M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
$M_{N,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente, reduzido devido ao esforço axial; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
M_{Rk}, M_{Rd}	valor característico e de cálculo do momento resistente de uma secção transversal, em regime elástico ou plástico de tensões dependendo do grau de plasticidade da secção; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo,
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal, reduzido se necessário para ter em conta os fenómenos de esmagamento (compressão localizada numa peça de betão), de encurvadura, ou ainda o esforço de corte

M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral
M_{cr}^E	Momento crítico para o “caso padrão”
$M_{i,Ed}(x)$	valor máximo do momento $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ correspondente a uma análise de primeira ordem
n_1	número de parafusos em cada fiada
n_2	número de linhas de parafusos na vertical
n_b	número total de parafusos numa ligação
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal, reduzido se necessário para ter em conta os fenómenos de esmagamento (compressão localizada numa peça de betão), de encurvadura, ou ainda o esforço de corte
$N_{cr,T}$	carga crítica elástica de encurvadura por torção
N_{cr}	carga crítica elástica de encurvadura por flexão, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
n_{pl}	relação entre os valores de cálculo dos esforços normais actuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
N_{Rk}, N_{Rd}	valor característico e de cálculo do esforço normal resistente de uma secção transversal bruta, em regime elástico ou plástico de tensões dependendo do grau de plasticidade da secção
p_1	distância entre os eixos dos parafusos (chumbadouros ou buchas) de uma fiada, medida na direcção da transmissão do esforço
p_2 ou p_3	distância, medida perpendicularmente à direcção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes de parafusos (chumbadouros ou buchas); se na distância entre fiadas existir uma chapa que as separa, a distância é representada por p_3 em vez de p_2
r	raio de concordância entre diferentes elementos de uma secção
s_1 e s_2	espaçamentos entre buchas num grupo, nas direcções horizontal e vertical, respectivamente
s_{cr}	espaçamento entre buchas num grupo para assegurar a transmissão da resistência característica de uma bucha individual sem efeitos onerosos pela presença de outras buchas; no caso de roturas particulares é usual adoptar-se um sub-índice característico do modo de rotura
s_{min}	espaçamento mínimo entre buchas
t	espessura de uma secção tubular circular fechada ou rectangular fechada
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal actuante; quando actuante na direcção de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice desse eixo
$V_{eff,1,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao destacamento em bloco de um grupo simétrico de parafusos sujeito a um carregamento centrado
$V_{eff,2,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao destacamento em bloco de um grupo de parafusos sujeito a um carregamento excêntrico
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço transversal resistente, em regime elástico ou plástico de tensões dependendo do grau de plasticidade da secção; quando

	em relação a um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice desse eixo
w	razão entre o módulo plástico e o módulo elástico de flexão de uma secção; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
W_{el}	módulo elástico de flexão; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
W_{pl}	módulo plástico de flexão; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
z_g	distância entre o ponto de aplicação de uma carga e o centro de corte de uma secção
z_j	parâmetro de assimetria de uma secção em relação ao eixo principal de maior inércia
y-y	eixo principal de maior inércia de uma secção transversal
z-z	eixo principal de menor inércia de uma secção transversal

Letras Gregas

α, β	parâmetros para tomar em consideração o efeito da flexão desviada
α_b	parâmetro dependente da classe de aço da chapa e do parafuso, bem como da disposição dos parafusos
α_c	factor de imperfeição relativo à encurvadura por flexão
α_d, k_1	parâmetros dependentes da disposição dos parafusos (em furos normalizados)
α_H	razão entre a zona comprimida e a totalidade de uma parte de uma secção
α_{LT}	factor de imperfeição relativo à encurvadura lateral
α_v	parâmetro dependente do local atravessado pelo plano de corte (parte roscada ou não roscada do parafuso) e da classe de aço do parafuso
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura dos elementos e das secções transversais em zonas de ligação com parafusos ou soldaduras (inclui-se a resistência das chapas ao esmagamento)
γ_{M5}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de juntas entre perfis tubulares em vigas trianguladas
$ \delta_x $	flecha máxima ao longo do elemento
ε	parâmetro para contemplar a ductilidade do aço
k_{wt}, ζ_g, ζ_j	parâmetros adimensionais que dependem da geometria e propriedades da secção transversal, das condições de apoio, e do ponto de aplicação das cargas em relação ao centro de gravidade da secção
η	coeficiente para calcular a área de corte e dependente da classe de aço

λ	coeficientes de esbelteza relativo a encurvadura por flexão; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
$\bar{\lambda}$	coeficientes de esbelteza adimensional relativo a encurvadura por flexão; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
λ_1	coeficiente de esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_0$	coeficiente de esbelteza adimensional relativo a encurvadura lateral com momento constante
$\bar{\lambda}_{LT}$	coeficiente de esbelteza adimensional relativo a encurvadura lateral
μ	parâmetro que avalia o excedente de resistência do elemento à instabilidade por flexão (com inclusão de imperfeições geométricas e tensões residuais) após a acomodação de um esforço normal de compressão actuante; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
μ_{cr}	parâmetro que combina os efeitos de restrição à flexão e ao empenamento, ponto de aplicação da carga, o tipo de carregamento, condições de apoio, e a configuração da secção
ρ	factor de redução dependente do esforço transversal
Φ	valor para determinar o coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
ϕ	rotação de torção de uma secção em torno do eixo do elemento
χ	coeficiente de redução devido à encurvadura por flexão; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral
ψ	razão entre os momentos flectores nas secções de extremidade de um elemento; quando em torno de um eixo de uma secção transversal adopta-se o sub-índice do eixo
ψ_{LT}	razão entre os momentos flectores das secções contraventadas de um elemento

1. Introdução

1.1 Objecto da dissertação

No projecto de uma cobertura de grande vão, os principais objectivos a ter em consideração passam pela procura de uma forma adequada que permita conciliar beleza, economia, segurança e perfeita adaptação ao edifício existente, sem quaisquer interferências com este.

Para este tipo de estruturas, é frequente o recurso a soluções treliçadas. Um dos esquemas adoptados consiste numa malha de tubos metálicos constituindo uma treliça *Vierendeel*, daí resultando geralmente uma solução mais económica do que uma treliça triangulada. De facto, este sistema, apesar de dificultar a montagem do conjunto de peças visto exigir ligações soldadas rígidas, evita a utilização de ligações articuladas pré-fabricadas, de custo superior (Escrig & Sánchez, 2004).

Diversos projectistas (Escrig & Sánchez, 2004; Cima Gomes; Biscaia, N., 2008) conceberam coberturas em treliça *Vierendeel*, que, além de possuírem melhor comportamento às deformações, são economicamente vantajosas comparativamente às treliças trianguladas correntes.

Incidindo sobre o tema exposto, esta dissertação teve como objectivos a análise e o dimensionamento de uma cobertura metálica que utiliza o conceito da treliça *Vierendeel*.



Figura 1.1 – Treliça *Vierendeel* espacial para uma cobertura envidraçada (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)

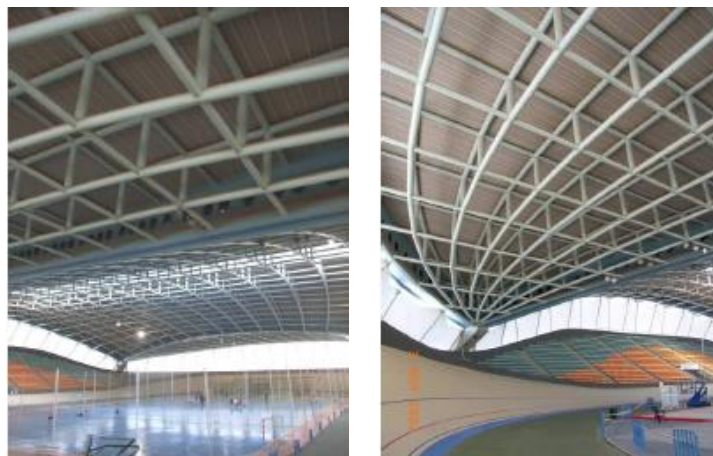


Figura 1.2 – Vista interior de uma treliça *Vierendeel* espacial para suporte de painéis de vidro (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)

1.2 Organização da dissertação

No capítulo 2 será efectuada primeiramente uma descrição das decisões da equipa projectista relacionadas com a escolha de materiais e concepção estrutural, depois serão indicados os critérios empregues na modelação de ligações e elementos estruturais, acções de cálculo e combinações de acções. Por fim, ir-se-á efectuar uma validação do modelo estrutural por comparação dos esforços em serviço indicados pela equipa projectista.

Nos capítulos 3, 4 e 5 é feita a análise da estabilidade global da estrutura, o dimensionamento de elementos e ligações estruturais e a verificação dos estados limites de utilização. Eventualmente nestes capítulos serão feitas algumas justificações breves baseadas nas considerações indicadas nos apêndices que depois servirão de apoio aos comentários finais.

Sucintamente os conteúdos abordados na dissertação são os seguintes: ligações semi-rígidas não reforçadas (ligações viga IPE – pilar RHS, bases de colunas), ligações articuladas (ligação viga-viga, ligações com chapas de fixação e buchas), ligações com *goussets* curvos, vigas celulares até classe 3 não reforçadas, ligações entre diferentes materiais (aço-betão), sistemas de contraventamento discretos, vigas IPE entalhadas em ambos os banzos, secções com inércia variável (carga crítica e verificação da segurança de uma secção cruciforme), efeitos de segunda ordem em pórticos de 1 piso (não abrangido pelo método de Horne).

Finalmente, no capítulo 6 expõem-se as conclusões e os comentários finais sobre o projecto analisado, nos quais se incluem possíveis melhoramentos (pontuais) justificados com base nas considerações indicadas nos apêndices.

2. Projecto analisado

2.1 Enquadramento geográfico

O projecto analisado neste documento, da autoria da empresa Tal Projecto, consiste na cobertura envidraçada com estrutura metálica do Hotel da Ilha, em Luanda, Angola (projecto arquitectónico da autoria do Atelier Fernando Jorge Correia). Naturalmente, para compreender as decisões do projectista da cobertura metálica acerca da sua composição e estrutura, é necessário primeiro entender o projecto de arquitectura que lhe deu origem, e as características do meio envolvente.

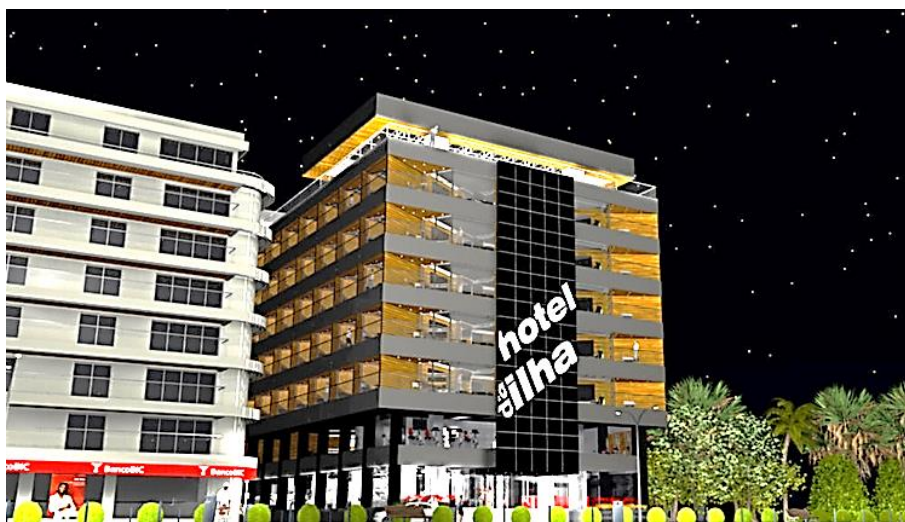


Figura 2.1 - Hotel da Ilha: 3D antevisão do exterior do hotel da Ilha do Cabo em Luanda, (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)

O Hotel da Ilha foi projectado em estreita relação com o mar, destacando-se na paisagem pelas suas linhas de arquitectura modernista e pela rígida orientação das varandas dos quartos. Pensando no bem-estar dos futuros utilizadores da unidade hoteleira, cada quarto usufrui de uma vista privilegiada sobre a praia e o oceano, e também de uma generosa área de lazer com elevado padrão de qualidade. Importa ainda salientar que o empresário do empreendimento (*António Pataca das Neves Paulo*) pretendia que este edifício se impusesse como referência marcante na paisagem da baía de Luanda (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008).

O edifício está virado para o lado do oceano e beneficia da proximidade às melhores praias da Ilha do Cabo, localizando-se na primeira linha de edificações da orla oceânica. O edifício possui sete pisos acima do solo e um em cave, estando planeado de forma a permitir ligações viárias com a entrada do hotel.

A Ilha do Cabo é um local de passeio e lazer com uma extensa área de praia servida por espaços de restauração, possui uma forte ligação ao Oceano Atlântico com actividades piscatórias, e está equipada com clube náutico e marina para embarcações de recreio.

2.2 Aspectos arquitectónicos e construtivos

2.2.1 Utilização do vidro

Em virtude do material vidro expressar transparência e translucidez na arquitectura moderna, a sua utilização surge com naturalidade quando o mar é o principal elemento de paisagem. De facto, a sua leveza cristalina permite transformar fachadas e tectos em verdadeiras montras através das quais o interior e o exterior se misturam, permitindo que se desfrute da paisagem diurna e nocturna da região.

Para além do aspecto visual, é necessário satisfazer as necessidades do edifício em relação aos níveis convenientes de conforto térmico e acústico, luminosidade e segurança.

Para assegurar protecção à ocorrência de acidentes ou vandalismo, o vidro a empregar deve ser do tipo laminado, constituído por duas chapas de vidro intercaladas por um plástico chamado *Polivinil Butiral*, para que não ocorra projecção de estilhaços caso o vidro quebre devido a um choque violento (pois este vidro mantém os seus fragmentos “unidos” após um impacto). É ainda de referir o seu bom desempenho como isolante acústico que proporciona diminuição de ruídos indesejáveis ao conforto (amortecimento de vibrações sonoras no vidro e na película plástica).



Figura 2.2 – Cobertura com vidro laminado reflectivo de cor verde (Blinde - Vidros de Segurança Lda, 2012)

Contudo, sendo o conforto acústico particularmente relevante para o espaço de restauração em que se insere a cobertura metálica, crê-se que a adopção de um envidraçado, mesmo com bom desempenho acústico, seja insuficiente neste caso (cobertura com pé-direito de 3,5 metros) para impedir um ambiente ruidoso e reverberante, sendo pois de equacionar a utilização de uma decoração com absorção sonora.

No que respeita ao conforto térmico, quando se colocam coberturas transparentes num local de clima tropical, é necessário providenciar sombreamento ou detalhes correctos de ventilação no espaço ocupado. Outro aspecto relevante relaciona-se com o uso de vidros transparentes, que, apesar de concederem iluminação natural, ocasionam problemas de sobreaquecimento e/ou encadeamento, dependentes dos factores de transmissão e absorção da radiação solar do material escolhido, que levam ao desconforto dos usuários.

Uma solução para esses problemas pode passar pelo emprego de vidro do tipo reflectivo (contém uma camada de metalização que reflecte os raios solares ultravioleta e infravermelhos, sem obstrução plena da luz visível), o qual oferece uma barreira à incidência directa da radiação solar, amenizando a temperatura ambiente e protegendo contra o excesso de calor sem retirar por completo a iluminação.

Refira-se ainda que, para minimizar o consumo de energia eléctrica associado aos sistemas de ar condicionado e iluminação artificial, as características do vidro assumem grande importância, pois tanto a iluminação como o desempenho térmico dependem da sua coloração, do processo de metalização e do óxido metálico aplicado (por exemplo, usar o vidro como barreira contra o calor tem o inconveniente de escurecer demais o ambiente, podendo mesmo obrigar a acender luzes em dias claros).

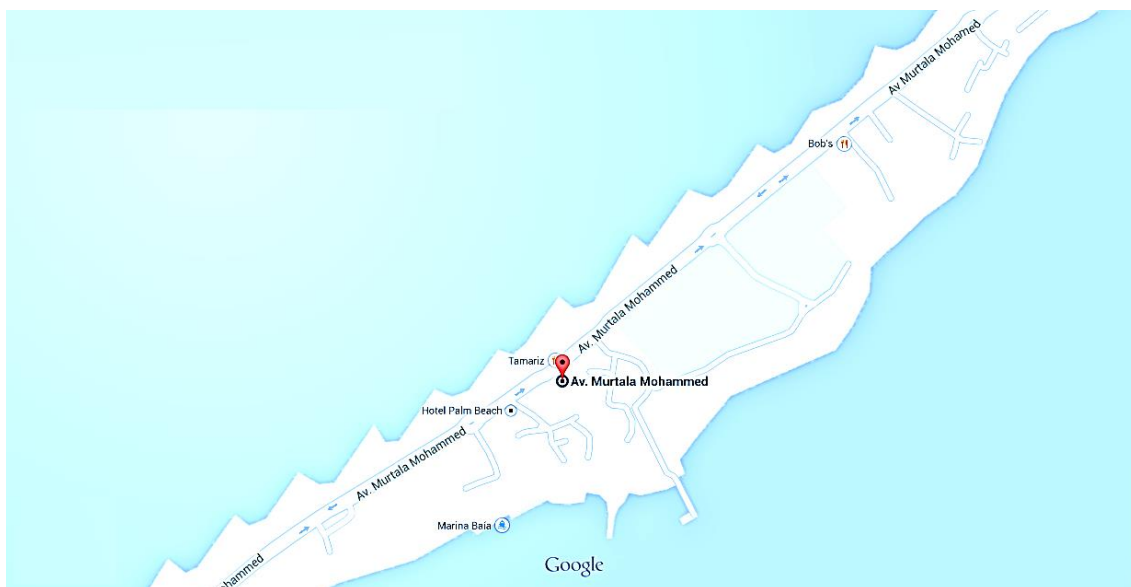


Figura 2.3 – Localização aproximada do Hotel da Ilha (Ilha do Cabo, Luanda, Angola) (Google, 2012)

2.2.2 Concepção estrutural

Ao conceber e projectar uma estrutura, pretende-se obter uma estrutura segura, funcional, económica e esteticamente agradável. Em todo o caso, a solução final adoptada para a estrutura é fortemente condicionada, não só pelas sensibilidades individuais dos responsáveis pelos projectos de arquitectura e de engenharia mas também pela capacidade de diálogo e de entendimento recíproco de que ambos dispuserem (Abecasis T. , 2008).



Figura 2.4 – Hotel da Ilha do Cabo, Luanda: antevisão 3D do interior do restaurante panorâmico (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)

A natureza de ocupação de um dado espaço influencia a escolha do correspondente modelo estrutural, pois esse modelo está naturalmente dependente de exigências estéticas e funcionais (ambiente agradável, bem-estar físico, iluminação natural, etc.). Por exemplo, em ambientes que claramente devem ser amplos, como espaços sociais e de refeições, é aconselhável adoptar espaçamentos generosos entre pilares.

Assim, há que ter em atenção as diferenças existentes entre diversos tipos de estrutura: as estruturas metálicas constituídas por vigamento em treliça (triangulação de Pratt, Warren, *Vierendeel*, etc.) permitem vencer maiores vãos comparativamente aos pórticos (simples, de travessas inclinadas, de inércia variável, etc.); as vigas formadas por treliças de cordas paralelas apresentam vantagens estéticas e de iluminação comparativamente às vigas trianguladas características das asnas Shed (o aproveitamento da iluminação natural recorrendo a uma cobertura envidraçada pouco inclinada permite mesmo que as grandes superfícies de vidro evidenciem o quadriculado da estrutura); para

grandes vãos, o baixo peso de uma estrutura metálica em treliça constitui uma vantagem relativamente a outros tipos correntes de estruturas.

As treliças *Vierendeel* com secções tubulares são principalmente utilizadas em casos onde os aspectos arquitectónicos ou funcionais requerem que não sejam usadas treliças trianguladas (maior número de elementos de alma) ou vigas de alma cheia (maior custo ou maior superfície exposta à corrosão). Outra razão para a sua adopção consiste na existência de maiores áreas livres no plano da estrutura, possibilitando uma sensação de leveza e de desafogo. Por outro lado, a utilização de peças tubulares possibilita grande versatilidade na concepção de estruturas aparentes, proporcionando um aspecto visual agradável.

2.2.3 Escolha dos materiais

O material aço, pela sua capacidade resistente, adaptação estética e maleabilidade, possibilita que os elementos estruturais ou construtivos sejam cortados, furados, soldados, aparafusados e pintados. É pois possível conceber e executar ligações eficazes e belas, que exprimem o nível tecnológico da estrutura que integram e valorizam a qualidade estética do conjunto.

A principal potencialidade do aço, por comparação com o betão, é a de possuir um peso volúmico baixo relativamente à sua elevada resistência. Esta característica possibilita a obtenção de estruturas leves que vencem grandes vãos com peças de pequeno peso. Além disso, estas estruturas podem ser produzidas longe do local da construção, transportadas e montadas em períodos de tempo curtos e recorrendo a meios pouco dispendiosos – pré-fabricação leve. É importante explicitar que a utilização do aço para estruturas de grande vão torna-se economicamente viável em relação ao betão *in situ* quando assenta na pré-fabricação e na exploração de técnicas que permitam reduzir o trabalho em obra (tirando partido de montagens fáceis, rápidas e repetitivas). Esta vantagem económica apoia-se na redução do tempo da execução e na ocupação de estaleiro; a sua competitividade depende sobretudo das ligações, porque nelas se concentra a maior parte dos custos de fabrico e montagem em obra.

Se o aço nos elementos resistentes principais trabalhar à tracção, pode aproveitar-se integralmente a sua capacidade resistente e, consequentemente, obtêm-se peças de menor peso. As peças de aço sujeitas à compressão têm uma redução da capacidade resistente por efeito de encurvadura, a qual se acentua com o acréscimo do comprimento livre. Como tal, necessitam de elementos adicionais (contraventamentos) para limitar os comprimentos de encurvadura dos troços comprimidos.



Figura 2.5 – Construção do Hotel da Ilha do Cabo, em Luanda, Angola (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)

Outra razão para o projectista da cobertura adoptar uma estrutura em aço e não em betão (material utilizado para a construção dos restantes elementos do edifício) relaciona-se com o comportamento diferido do betão, responsável pelos efeitos de fluência (aumento da deformação no tempo, sob a acção de um estado de tensão constante) e retracção (diminuição da dimensão de uma peça no tempo, independentemente do estado de tensão da peça).

Seguindo as recomendações dos Eurocódigos, é necessário que as deformações não comprometam a integridade dos elementos não estruturais (paredes divisórias, envidraçados, revestimentos, etc.), não condicionem o funcionamento de equipamentos ou máquinas nem proporcionem a acumulação de água pluviais. Em particular, numa cobertura constituída por vidro, as deformações da estrutura ao longo do tempo terão forçosamente de ser reduzidas. Assim, a opção por uma solução estrutural em aço para a cobertura pode também dever-se ao facto do betão apresentar geralmente maiores deformações do que o aço ao longo da vida útil da estrutura.



Figura 2.6 – Hotel da Ilha: Construção do Hotel da Ilha do Cabo, Luanda, Angola

É também importante salientar que, no local onde se vai implantar a cobertura, para além do peso próprio a acção condicionante é ao do vento. Por conseguinte, é necessário que a estrutura apresente boa flexibilidade, o que recomenda o uso do aço (cujo módulo de elasticidade é cerca de 7 a 10 vezes superior ao do betão). Não obstante, o recurso ao aço obriga a medidas específicas relativamente à corrosão, atendendo à localização próxima da água do mar.

2.3 Descrição do modelo estrutural

A cobertura envidraçada tem uma configuração em forma de T, correspondente a dois rectângulos de dimensões aproximadas $25,00 \times 14,50\text{m}^2$ e $14,50 \times 14,50\text{m}^2$, incluídos num elemento único rectangular com $30,50 \times 25,00\text{m}^2$; a inclinação adoptada para escoamento de águas é de 1,50% (ver planta geral da cobertura, cortes e vista, indicados no *DESENHO N°50* do Anexo 1).

Considerando o arranque dos pilares da cobertura à cota de 26,00 metros (tosco da obra), a altura total desde a última laje de piso (em betão armado) até à superfície exterior do envidraçado é de 4,20 metros, a qual proporciona um pé-direito de 2,90 metros (ver *DESENHO N°54* e *DESENHO N°50* do Anexo 1).

A estrutura metálica é suportada principalmente por seis pilares metálicos de secção tubular quadrada 160x160x10 mm, com espaçamento variável entre 8.50 m e 12.50 m na maior dimensão e 12.50 m na menor dimensão. Existem ainda outros apoios, nomeadamente, no núcleo do elevador e na viga-parede onde se situa a casa das máquinas, ambos em betão armado (ver *DESENHO N°54* e *DESENHO N°50* do Anexo 1).

A base dos pilares indicada no *DESENHO N°54* (ver Anexo 1) é constituída por uma placa soldada e disposta simetricamente em relação ao pilar. Os chumbadouros estão também dispostos em alinhamentos simétricos relativamente ao eixo do pilar. A solução de base de pilar “encastrada” é conveniente porque os momentos a transmitir à laje do piso inferior são adequados à sua resistência, e porque, caso se efectuasse uma ligação articulada na base do pilar, a cobertura seria menos estável.

Ao longo da periferia da cobertura colocam-se vigas de bordadura, por forma a conferir estabilidade à estrutura por impedimento de deslocamentos laterais, o que melhora a rigidez global lateral, como se pode comprovar na determinação da frequência própria (ver *DESENHO N°50* do Anexo 1). Pretende-se assim que a estrutura adquira melhor comportamento quando sujeita às acções horizontais, em função da rigidez à flexão das vigas de bordadura e dos pilares que compõem os pórticos. Espera-se também que as vigas de bordadura absorvam as grandes pressões locais do vento existentes na periferia da estrutura, cujos valores podem ser muito superiores às pressões actuantes nas restantes superfícies.

O modelo estrutural da treliça *Vierendeel* idealizada tem altura constante e múltiplos painéis definidos pelo cruzamento entre elementos verticais (montantes ou pendurais) e horizontais (cordas), que se mantêm contínuos. Existem dois painéis entre cada dois alinhamentos verticais, perfazendo ao todo vinte painéis em cada treliça *Vierendeel*. Esta estrutura plana é disposta com um espaçamento médio de aproximadamente 2.0m (entre 1888 e 2064 mm) e serve para suportar o peso próprio do vidro e as acções do vento actuantes nas suas superfícies (ver *DESENHO N°50* do Anexo 1).



Figura 2.7 – Hotel da Ilha: antevisão 3D no interior do restaurante panorâmico (Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA, 2008)

Na direcção horizontal, o sistema estrutural da treliça é constituído por um elemento central (tubo circular fechado com 168.3 mm de diâmetro) e duas cordas, uma superior e outra inferior (varões de 50e 40 mm de diâmetro, respectivamente). Cada alinhamento vertical contém dois elementos que são constituídos por duas chapas rectangulares dispostas perpendicularmente – designados montantes –, perfazendo uma secção cruciforme com inércia variável no seu eixo (apenas a espessura das chapas é mantida, variando a sua largura). O espaçamento adoptado entre montantes varia de 1.50 m a 1.30m dependendo da área exposta que é aproximadamente 15.00x12.00m² e 13.00x24.00m², respectivamente.

Para impedir deslocamentos laterais na corda superior, que se encontra à compressão sob a acção das cargas gravíticas, foram colocados varões de 25mm espaçados aproximadamente de 3.00m e 2.60m, coincidindo com uma disposição intercalada de montantes. Estes varões, apesar de esbeltos,

asseguram o travamento lateral e a resistência às forças de atrito devidas ao vento, impedindo os deslocamentos na direcção em que estão dispostos.

Para suavizar a transição de formas geométricas entre as cordas e os montantes, em cada alinhamento vertical utilizou-se uma manga envolvendo a corda inferior para a ligação com o montante e uma peça de forma irregular para a ligação entre a corda superior, o montante e o varão de travamento.

Estas peças estão concebidas de forma a permitir que as cordas sigam interruptamente, que os montantes sejam terminados e os varões de travamento interrompidos (estes últimos possuem extremidades roscadas, podendo ser considerados tirantes para efeitos de modelação).

Nas extremidades da viga *Vierendeel*, as cordas superior e inferior da viga associam-se à corda intermédia numa ligação conjunta às peças de betão armado ou perfis metálicos. Esta ligação é considerada rotulada, apesar de poder absorver um pequeno momento devido à disposição dos parafusos (ligação rígida e compacta somente para considerações de contraventamento).

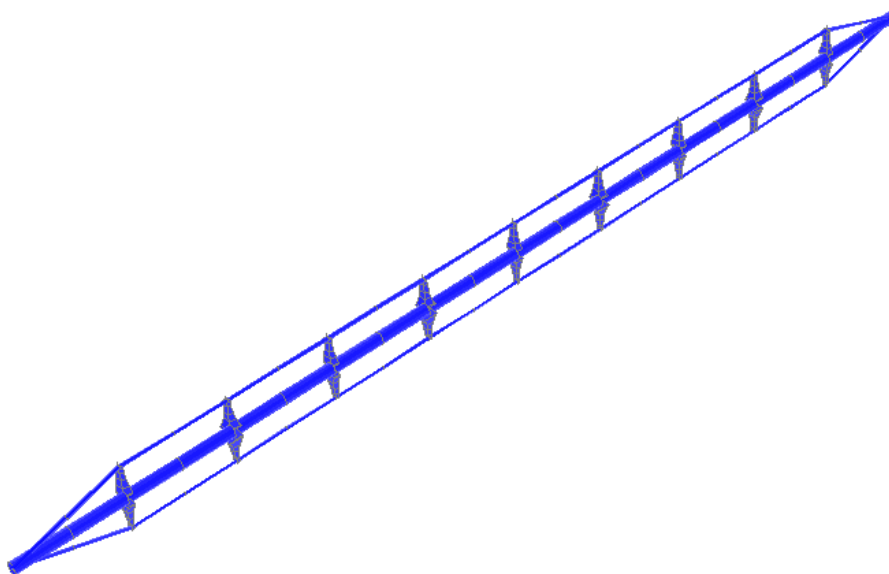


Figura 2.8 – Apresentação do modelo de treliça *Vierendeel* (vista extrudida do programa SAP2000)

A cobertura é revestida por placas de vidro com espessura de 22 mm, apoiadas nos cantos por um tripé que é colocado de forma idêntica em todos os montantes. Atendendo à utilização e disposição dos tripés, o peso do vidro pode ser assimilado a cargas pontuais equivalentes, aplicadas localmente nos montantes (ver *DESENHO N°50* e *DESENHO N°51* do Anexo 1).

No dimensionamento da estrutura considerou-se que o vidro actua como um diafragma horizontal que estabiliza a cobertura. Esta hipótese é sustentada pela qualidade do vidro e pelo recurso a fixações adequadas para essa função (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008). Na realidade, a estabilidade da estrutura durante a sua vida útil é garantida pelo vidro e pelos varões de contraventamento, com excepção do período de colocação do vidro em que apenas os varões garantem a estabilidade da estrutura.

No contorno da estrutura existe um caixote que contém uma conduta de AVAC (aquecimento, ventilação e ar condicionado) e complementa o sistema de drenagem, o qual possui altura constante, inclinação de 1,35%, e tem remates na viga-parede de betão onde se situa a casa das máquinas (ver *DESENHO N°50* do Anexo 1).

O caixote possui configuração rectangular, é constituído por tubos longitudinais quadrados de secção 50x50x3,2 mm, dispostos nos cantos e ligados à viga-parede de betão por apoios simples devido à utilização de cantoneiras. Para cobrir esta estrutura, utiliza-se uma chapa de revestimento que permite materializar a conduta de AVAC. As cantoneiras colocadas no banzo inferior esquerdo dos perfis IPE 600 são apenas construtivas e servem para fecho do revestimento.

As ligações dos tubos (suportando o caixote) com a peça de betão é considerada como apoiada pois, caso essa ligação absorvesse momentos, os parafusos estariam traccionados e produziriam flexão nas abas da cantoneira, e estas, sendo finas, provavelmente não conseguiriam absorver as tensões de flexão.

Para suportar o peso próprio do caixote (revestimento e estrutura), é utilizado um tubo circular fechado de diâmetro 114,3mm ligado à viga de bordo (IPE600) (ver *DESENHO N°51* do Anexo 1). Na direcção transversal o tubo circular de suporte é disposto com um espaçamento de aproximadamente 2.00m em todo o comprimento do caixote. Na direcção longitudinal, o tubo é disposto com um espaçamento entre 2.50m e 3.00m consoante a área exposta, próxima de 13.00x24.00m² e 15.00x12.00m², respectivamente.

Para limitar a elevada flexibilidade do caixote, existem outros tubos quadrangulares dispostos transversalmente com espaçamento idêntico ao deste elemento de suporte. Devido à altura do caixote, existe ainda um tubo quadrangular longitudinal segundo o alinhamento dos tubos de suporte, o qual fortalece a geometria do caixote e melhora a ligação do caixote ao suporte.

Para impedir que o tubo de suporte transfira o peso do caixote à viga de bordo sob a forma de torção, adoptaram-se modelos estruturais distintos para as diferentes direcções.

O sistema estrutural definido nos *CORTES LONGITUDINAIS X1-X1* e *X2-X2* (ver *DESENHO N°51* do Anexo 1) consiste numa barra de apoios múltiplos com uma consola, em que o peso próprio do caixote (constituído pela sua estrutura e revestimento) funciona como carga pontual na extremidade, ver Figura 2.9.

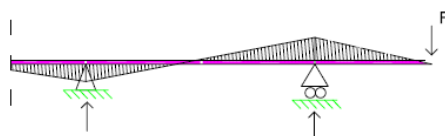


Figura 2.9 – Modelo estrutural, *CORTE TRANSVERSAL X1.X1* e *X2.X2* – *DESENHO N°51* do Anexo 1 (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Por não se pretender que a viga de bordo suporte esforços torsionais, foi concebido um apoio móvel na ligação contínua entre tubos de diâmetro distinto (elemento central da viga *Vierendeel* e tubo de suporte do caixote). Esta solução apenas pode ser adoptada porque as ligações do elemento central da viga *Vierendeel* são rígidas e porque este contraventa a estrutura. Os apoios fixos são as ligações internas (soldaduras) entre montantes e o elemento central da treliça *Vierendeel*.

O sistema estrutural definido no *CORTE TRANSVERSAL Y-Y* (ver *DESENHO N°51* do Anexo 1) consiste numa barra bi-apoiada com uma consola, em que o peso próprio do caixote funciona como carga pontual na sua extremidade, ver Figura 2.10.

Pelas mesmas razões expostas para o sistema estrutural anterior, o apoio móvel significa que a viga de bordo apenas absorve esforço transversal vertical (as disposições construtivas estão concebidas para que tal ocorra). O apoio fixo corresponde à entrega do tubo de suporte do caixote com a ligação (soldada) do montante e o elemento central da viga *Vierendeel* (nó interno).

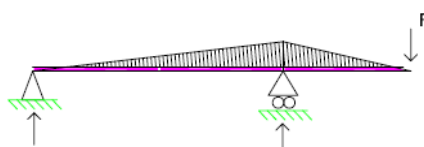


Figura 2.10 – Modelo estrutural, *CORTE TRANSVERSAL Y.Y* – *DESENHO N°51* do Anexo 1 (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Embora o caixote seja de natureza não estrutural, para a actuação do vento considerou-se, para efeitos de cálculo, a força resultante proveniente da integração da pressão do vento sobre a superfície do caixote (considerando a distância entre o centro de acção da carga e a posição do tubo de suporte).

2.4 Conceito de viga *Vierendeel*

De acordo com a Literatura (Junior, 1975; Vierendeel, 1935; Farinha, J.S. Brazão, 1978; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer, Wardenier, Zhao, Van der Vegte, & Kurobane, 2009; Wardenier, Packer, Zhao, & Van der Vegte, 2010; Davison & Owens, 2003), uma treliça ou viga *Vierendeel* pode ser descrita como um conjunto de painéis sequenciais de comprimento constante e de altura constante ou variável, sendo cada um deles constituído por elementos verticais e horizontais. Em geral, os elementos constituintes apresentam momento de inércia constante ao longo do eixo (embora possa também ser variável). Os elementos verticais designam-se por montantes ou pendurais e os horizontais por cordas.

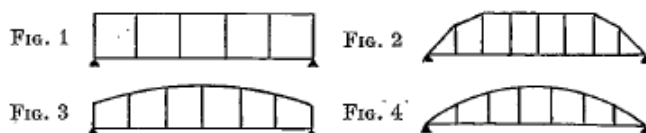


Figura 2.11 – Configurações geométricas de vigas *Vierendeel* (Vierendeel, 1935): Modelo paralelo, Fig. 1; Modelo misto com corda inferior paralela, Fig. 2; Modelo misto com corda superior curva, Fig. 3; Modelo parabólico puro, Fig. 4.

As treliças *Vierendeel* são usualmente mais caras que as treliças convencionais pelo que o seu uso é reservado para situações em que as diagonais (elementos de alma) não são desejadas ou dificultam a passagem de instalações e equipamentos. Esta situação é mais comum em edifícios públicos, onde há elevado número de serviços de primeira necessidade - electricidade, gás, água, telefone e internet (Davison & Owens, 2003).

2.4.1 Viga *Vierendeel* simples

Sendo a treliça *Vierendeel* constituída por malhas fechadas, mesmo que se possam determinar as reacções de apoio utilizando apenas equações de equilíbrio (estrutura exteriormente isostática), não é possível determinar os esforços internos nos elementos da estrutura apenas com base em considerações de equilíbrio (estrutura globalmente estaticamente indeterminada ou hiperestática) (Cismasiu, 2004).

No entanto, para determinadas condições de carregamento, geometria e rigidez da estrutura é possível estabelecer um modelo estaticamente determinado respeitando as leis constitutivas dos materiais, mas sem satisfazer as condições cinemáticas (compatibilidade entre deslocamentos e deformações). Esse método para análise de treliças *Vierendeel* foi proposto pela pré-norma do EC3 (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998) e assenta nas seguintes hipóteses (ver Figura 2.12): i) existem ligações rotuladas nos pontos a meia altura e a meio comprimento de cada painel (libertações do momento flector); ii) as ligações entre elementos são rígidas; iii) os elementos são indeformáveis axialmente (desprezam-se os deslocamentos longitudinais da cordas); iv) os sucessivos painéis da treliça têm cordas paralelas de igual rigidez (cordas com igual inércia); v) as cargas verticais são aplicadas nos nós e simétricas em relação ao eixo vertical de simetria da estrutura.

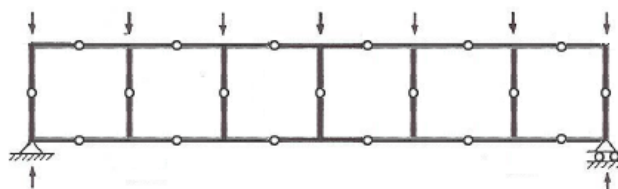


Figura 2.12 – Modelo simplificado para análise de treliça *Vierendeel* (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

A hipótese de que a estrutura não sofre translações mas apenas rotações é uma aproximação razoável quando as deformações axiais são muito menores que as deformações transversais por flexão (Martha, 2009). Como consequência desta hipótese, ao analisar o comportamento da estrutura pelo método dos deslocamentos (Cismasiu & Cismasiu, 2009), certos modos de deformação independentes anulam-se pelo facto de haver deformações axiais nulas ou desprezáveis; assim, o grau de indeterminação cinemática da estrutura é reduzido. Para compensar estas restrições à deformação da estrutura,

introduzem-se rótulas a meio vão dos elementos. De facto, considerando um elemento de corda bi-encastado sujeito a um deslocamento vertical na extremidade, a correspondente deformada tem um ponto de inflexão a meio do elemento, o qual corresponde a um ponto de mudança de curvatura e a um ponto de momento flector nulo (Martha, 2009).

Note-se que o sistema concebido por este método simplificado conduz a uma estrutura hipostática internamente, porque o número de libertações introduzidas leva a um excesso de equações de equilíbrio estático. Apesar destas libertações “não criteriosas”, no caso particular de um carregamento apenas com cargas nodais verticais é possível obter o equilíbrio da estrutura.

Nestas condições, a distribuição dos esforços é conforme o indicado na Figura 2.13.

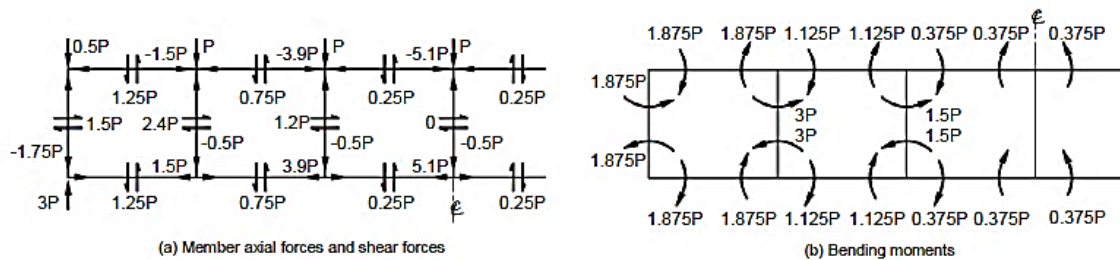


Figura 2.13 – Forças e momentos numa treliça *Vierendeel* sujeita a cargas nodais (Wardenier, Kurobane, Parker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)

Em virtude da configuração quadrangular da treliça *Vierendeel*, a única maneira de garantir o equilíbrio global da estrutura em relação aos momentos produzidos pelas reacções de apoio e pelas cargas exteriores aplicadas, é utilizar um sistema de forças instalado nas cordas definindo um binário (para cargas gravíticas, a corda inferior encontra-se à tracção e a corda superior à compressão). Com efeito, uma vez que a treliça está em equilíbrio, num qualquer ponto de um troço definido entre ligações estará também em equilíbrio. Deste modo, os esforços axiais requeridos nas cordas superior e inferior podem ser determinados a partir da aplicação repetitiva do método das secções (a estrutura é subdividida em duas partes por uma linha imaginária) em cada painel da viga *Vierendeel*.

É fácil concluir que, devido ao eixo de simetria horizontal da viga *Vierendeel*, existe uma divisão igual do carregamento nodal (simétrico em relação ao eixo de simetria vertical da estrutura) para as cordas superior e inferior, encaminhando os montantes metade do carregamento para a corda inferior.

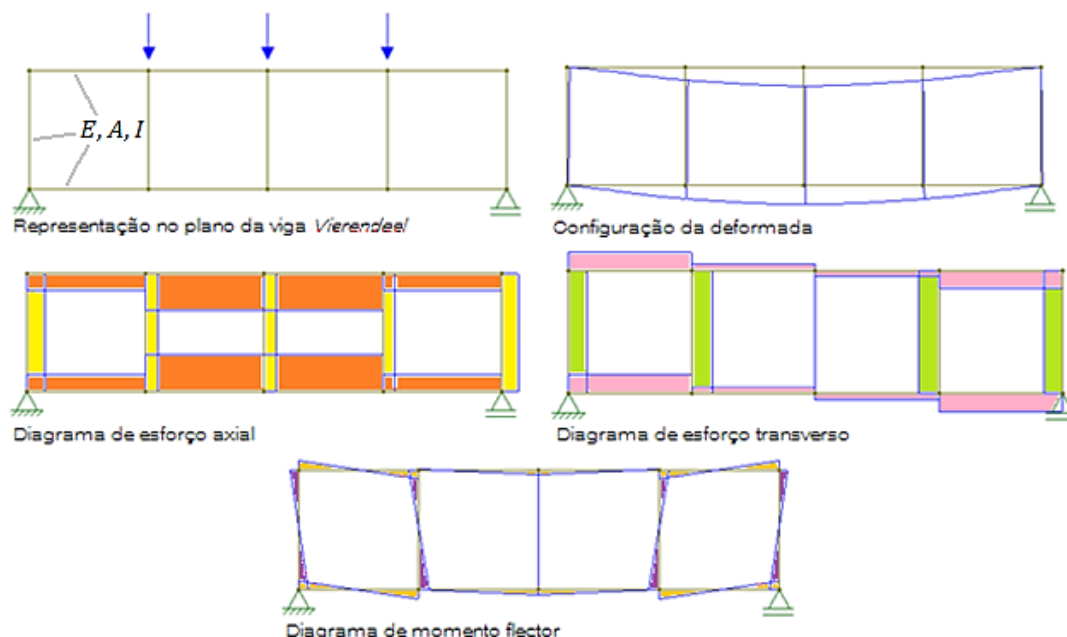


Figura 2.14 – Representação das cargas actuantes, configuração deformada e diagramas de esforços para uma viga *Vierendeel* (modelo plano) de 4 painéis com cordas de igual inércia (programa FTOOL)

Saliente-se que, apesar do modelo simplificado de análise (proposto na pré-norma do EC3) não permitir que as cordas possuam inércias diferentes, é possível estender a sua aplicação para cordas de inércias distintas desde que seja conhecida a proporção de esforço absorvido (esforço transversal e momento flector) para cada corda em função do quociente das diferentes inércias, conforme pode ser visto no Gráfico 2.1. Por exemplo, se se admitir que a viga *Vierendeel* tem uma corda com uma inércia quádrupla da inércia da outra corda, produz-se uma razão de esforços próxima de dois entre ambas as cordas, isto é, a corda com maior inércia absorve cerca de duas vezes mais esforço que a corda de menor inércia. Assim, ao relacionar as curvaturas na vizinhança dos nós do mesmo alinhamento vertical, conclui-se que a corda com maior inércia tem uma curvatura de cerca de 40% da curvatura da corda de menor inércia.

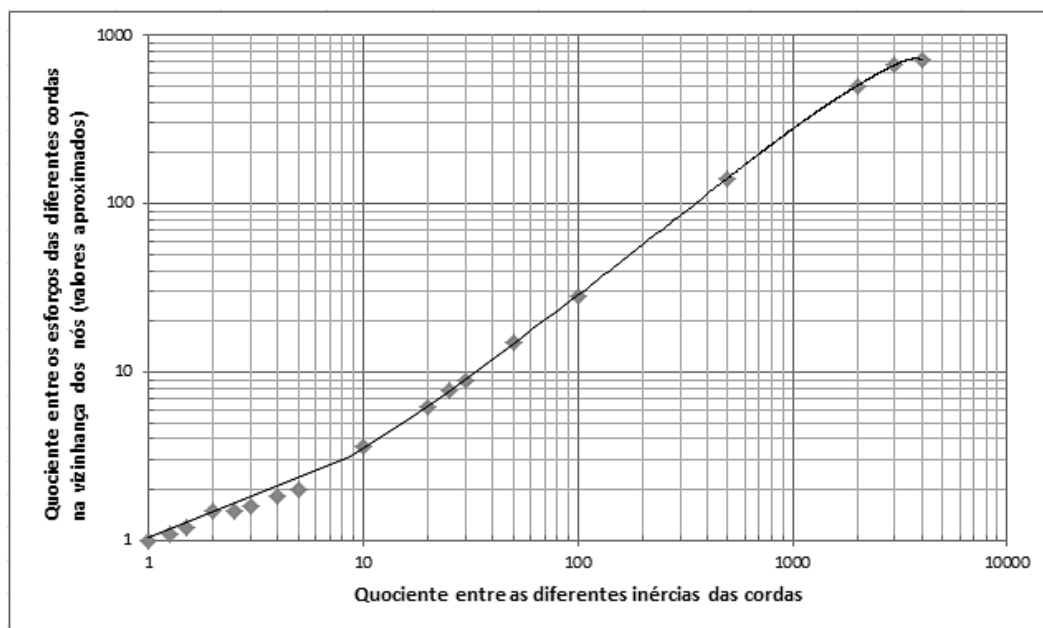


Gráfico 2.1 - Esforço absorvido pelas cordas da viga *Vierendeel* simples (submetida a cargas nodais) em função da inércia

Em seguida, aborda-se a metodologia sugerida pela Pré-norma do EC3 (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998) recorrendo à distribuição de esforços de um modelo plano de viga *Vierendeel* com cordas de igual inércia sob carregamento vertical nodal e simétrico em relação ao eixo vertical de simetria (Farinha, J.S. Brazão, 1978).

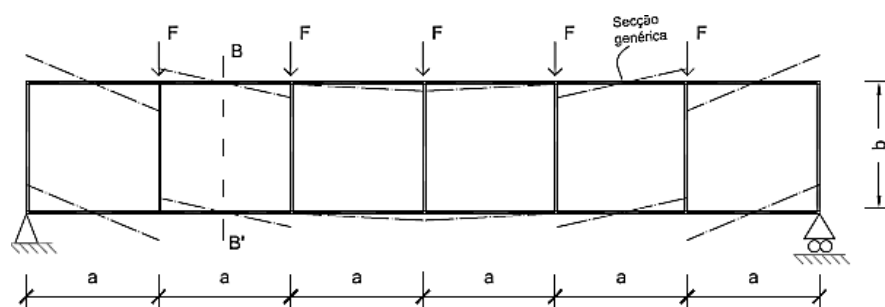


Figura 2.15 – Esboço do diagrama de momentos flectores das cordas superior e inferior, numa viga *Vierendeel* simples com 6 painéis sujeita a cargas gravíticas concentradas (Abecasis & Cima Gomes, 2012)

Dos diagramas de esforços indicados nas Figura 2.14 e 2.15, é possível constatar que o momento na extremidade de qualquer troço de uma corda tem valor semelhante mas sinal contrário ao momento na outra extremidade desse mesmo troço, salvo exceções para os troços imediatamente à esquerda e à direita do eixo de simetria vertical (todos os troços que verificam a primeira disposição têm na vizinhança da metade do troço um ponto onde ocorre mudança de curvatura e momento nulo).

Tendo como base a indicação anterior, é fácil entender a razão do modelo indicado na Pré-norma do EC3 (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998) não ser válido para qualquer quantidade de painéis. Em causa está a hipótese da existência de rótulas simples a meia altura e a meio comprimento de cada painel, que resulta da predominância da configuração deformada associada a um deslocamento vertical e que na verdade nem sempre acontece, conforme demonstrado nos diagramas de esforços das Figura 2.14 e 2.15.

Com efeito, existem troços em que predomina a configuração deformada associada às rotações e outras em que predomina a deformabilidade vertical, enquanto incógnitas dos nós para discretização da estrutura. Assim, a concretização da hipótese assumida anteriormente não é válida para um número indeterminado de painéis, sendo só válida para um número de painéis entre 4 e 6, porque a sua aplicação fora deste intervalo traduz-se em erros significativos (diferenças na configuração deformada e na localização do ponto de inflexão).

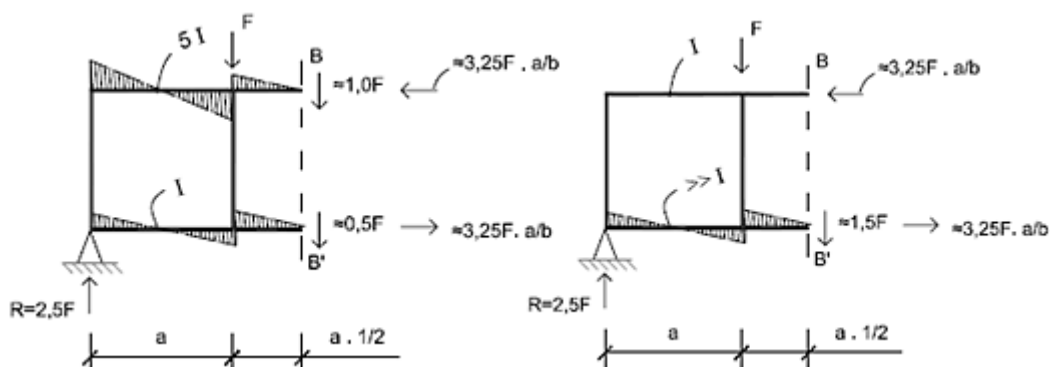


Figura 2.16- Transmissão de esforços numa viga *Vierendeel* simples com cordas de diferentes inércias (Abecasis & Cima Gomes, 2012)

Para determinar os esforços sem quaisquer simplificações, há que conhecer a matriz de rigidez da viga *Vierendeel*, a qual depende das rigidezes dos nós (representadas por ligações elásticas do tipo mola de translação e de rotação) e também das características materiais e geométricas dos elementos que compõem a estrutura (Cismasiu & Cismasiu, 2009).

É fácil compreender que, em termos de estabilidade estrutural, os nós são decisivos, porque são locais de concentração do momento flector (secções críticas), e portanto a rigidez e resistência das ligações são muito importantes na eficiência da estrutura. Por essa razão alguns autores (Packer, Wardenier, Zhao, Van der Vegte, & Kurobane, 2009; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008) recomendam que a rotura da estrutura, como um todo, provenha a partir da formação de mecanismos envolvendo um pequeno número dos seus elementos “pré-estabelecidos”.

Diversos autores (Davison & Owens, 2003; Vierendeel, 1935; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer, Wardenier, Zhao, Van der Vegte, & Kurobane, 2009) sugerem que as ligações da treliça *Vierendeel* sejam rígidas. Esses autores indicam também que as ligações deverão ser soldadas (mais eficientes, mas não desejáveis se tiverem de ser realizadas no local) ou aparafusadas com parafusos pré-esforçados (preferencialmente utilizadas em estruturas de grandes vãos), para prevenir rotações ou deslizamentos entre os elementos. Recomendam ainda a presença de *goussets* para reforçar a ligação entre montantes e cordas, de modo a melhorar a resistência das peças e o comportamento à fadiga (Vierendeel, 1935).

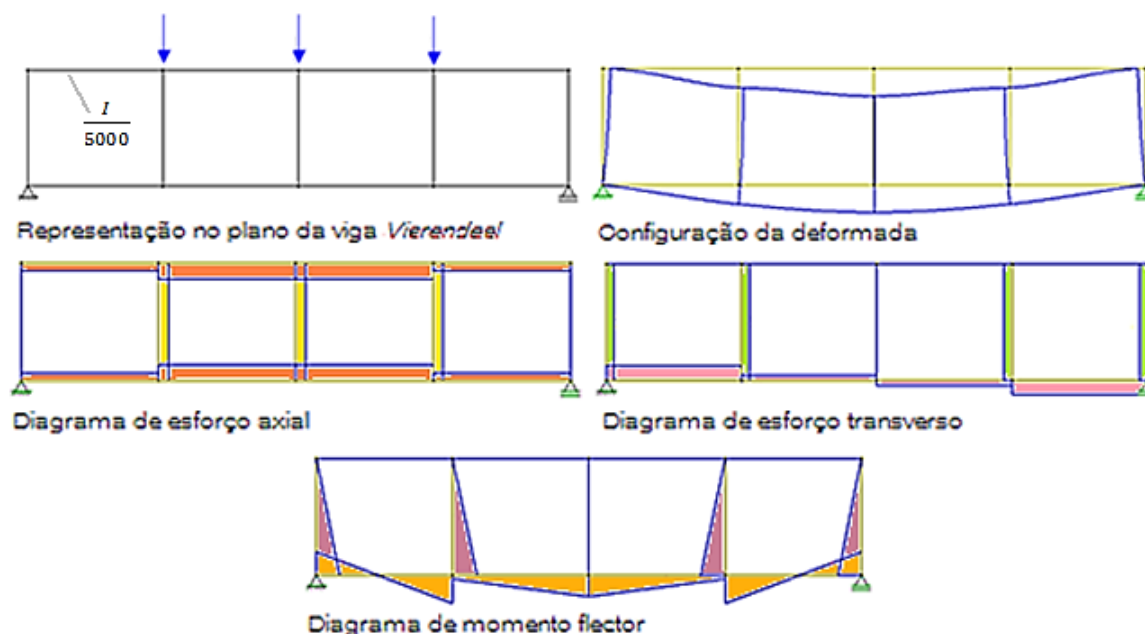


Figura 2.17 – Representação das cargas actuantes, configuração deformada e diagramas de esforços, para uma viga *Vierendeel* de 4 painéis com cordas de diferentes inércias (gráfica do programa FTOOL)

Para garantir o equilíbrio global da viga *Vierendeel*, desenvolvem-se esforços axiais nas cordas de modo a provocar um binário, ou seja, uma corda estará solicitada à compressão e a outra à tracção (esforços que desenvolvem sempre independentemente da rigidez das cordas). O momento global que é necessário equilibrar diminui quanto mais próximo se estiver dos apoios, e entre painéis sucessivos surgem esforços de corte nos montantes que estão fora do eixo vertical de simetria, porque, dado não existirem elementos diagonais (ao contrário das treliças convencionais) esta é a única forma de regular o esforço axial das cordas necessário ao equilíbrio global. Com efeito, devido à flexão nas extremidades do montante que surge por equilíbrio, ocorre uma atenuação do momento flector das cordas, já que os momentos flectores à direita e à esquerda do nó têm sinal contrário (de contrário, existiria transmissão cumulativa de momentos ao longo da corda), ver Figura 2.18.

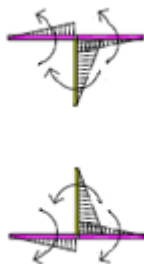


Figura 2.18 – Equilíbrio de momentos flectores nos nós de uma viga *Vierendeel* simples (ligações rígidas)

Na situação de cargas pontuais aplicadas nos nós, os montantes da viga *Vierendeel* absorvem essas cargas sob a forma de esforço axial e distribuem-nas para as cordas superior e inferior sob a forma de esforço transverso, com intensidade dependente da sua rigidez (considerando o mesmo material, uma corda com maior inércia absorve maior esforço). Esta transmissão de esforços é feita gradualmente, resultando num maior esforço de corte nos troços de corda mais próximos dos apoios, ou seja, o esforço transverso das cordas aumenta cumulativamente do eixo vertical de simetria até ao apoio. Caso não existam cargas nos nós extremos, os montantes de extremidade absorvem o esforço transverso das cordas superiores sob a forma de esforço axial e transferem-no para o apoio.

No que refere às deformações verticais na estrutura, pode afirmar-se que o valor relativo da flecha (em nós do mesmo alinhamento vertical) é mais pequeno para nós centrais do que para nós extremos. Este efeito é devido ao momento flector e à deformação por corte, sendo tanto maior quanto mais esforçados estiverem os elementos (maior contribuição para a deformação global) (Farinha, J.S. Brazão, 1978).

Ao contrário da maioria das treliças planas que se equilibram apenas por esforços axiais de tracção ou compressão nos elementos (por exemplo, as treliças trianguladas *Warren* ou *Pratt* possuem ligações que no estado limite último se comportam aproximadamente como articuladas), a treliça *Vierendeel* necessita que os seus elementos estejam sob acção de esforço axial, esforço transversal e momento flector, existindo situações em que a parcela do esforço transversal (distorção) se torna relevante na análise de deslocamentos (Davison & Owens, 2003). A necessidade de considerar na análise estrutural a participação do esforço transversal na matriz de rigidez depende do tipo de acção envolvida: assim, uma carga pontual produz um efeito mais desfavorável do que uma carga distribuída (ao nível de secções e consequentemente ao nível do quadro da *Vierendeel*). Esta diferença está relacionada, no caso de uma carga pontual, com o facto de o esforço transversal provocar um deslizamento relativo das secções muito superior ao produzido por uma carga distribuída (mesmo para igual esforço), cujo comportamento se pode considerar semelhante a uma rotação de corpo rígido (desprezando a distorção causada pelo esforço transversal) (Silva V. D., 2004; Farinha, J.S. Brazão, 1978).

A construção de uma matriz de rigidez contendo a distorção média (noção adoptada para contornar as dificuldades relacionadas com a consideração da variação do corte ao longo da secção do elemento) pode ser determinada seguindo o exposto em (Mcguire, Gallagher, & Ziemian, 2000) para obtenção dos coeficientes de rigidez de uma barra isolada. Em alternativa, pode-se efectuar a análise estrutural, conforme neste trabalho, recorrendo ao *software* comercial SAP2000, o qual considera a distorção produzida pelo esforço transversal, como descrito em (CSI, 2009).

2.4.2 Viga *Vierendeel* “modificada”

Para concepção de uma viga para suporte do vidro, o projectista considerou duas vigas *Vierendeel* com cordas de inércia distinta e transformou-as numa única peça, embora mantendo os princípios básicos da viga *Vierendeel* simples, designadamente: o equilíbrio global de momentos é assegurado por um sistema de forças constituindo um binário e a distribuição de esforços depende da rigidez dos elementos. Assim, o modelo estrutural da viga *Vierendeel* adoptado pelo projectista é constituído por duas cordas, inferior e superior, com baixa rigidez, por um elemento central de elevada rigidez e por pendurais de inércia variável.

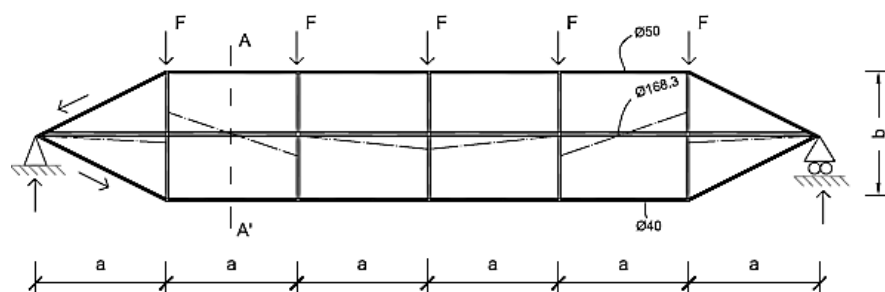


Figura 2.19 – Adaptação de viga *Vierendeel* simples: cordas superior e inferior com inércia reduzida e elemento central com inércia elevada (Abecasis & Cima Gomes, 2012)

Com esta disposição da viga *Vierendeel*, consegue-se que as cordas superior e inferior estejam (praticamente) solicitadas apenas a esforço axial, formando um binário para equilíbrio global de momentos da estrutura (ou seja, isola-se o esforço axial necessário para equilíbrio global). Deste modo, o elemento central apenas absorve esforço transversal e momento flector devido à sua elevada rigidez quando comparada com a rigidez das cordas (na situação de elementos horizontais com igual inércia, a distribuição de esforços provocada pelas acções exteriores ficaria repartida entre eles).

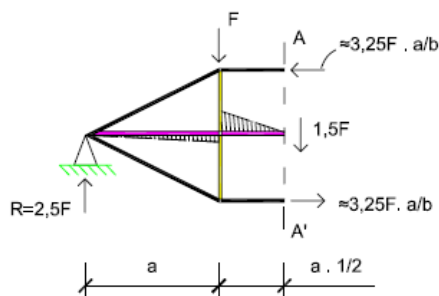


Figura 2.20 - Transmissão de esforços na viga *Vierendeel* “modificada” (Abecasis & Cima Gomes, 2012)

É possível provar que o modelo proposto pelo projectista se baseia na sobreposição vertical de duas vigas *Vierendeel* simples, conforme pode ser visto na Figura 2.21, onde se efectua uma análise de esforços de ambas as situações. Admite-se aplicável o princípio da sobreposição dos efeitos (linearidade física e geométrica), bem como simplificações de anti-simetria na análise da estrutura (analisar metade da estrutura projectada corresponde a analisar uma viga *Vierendeel* simples). Nestas condições, fazendo a sobreposição vertical de duas vigas *Vierendeel* simples e deixando um elemento central com maior inércia, resulta que existem duas cordas (superior e inferior) apenas a resistir ao esforço axial e uma intermédia (elemento central de maior inércia) que resiste apenas a esforço transverso e momento flector.

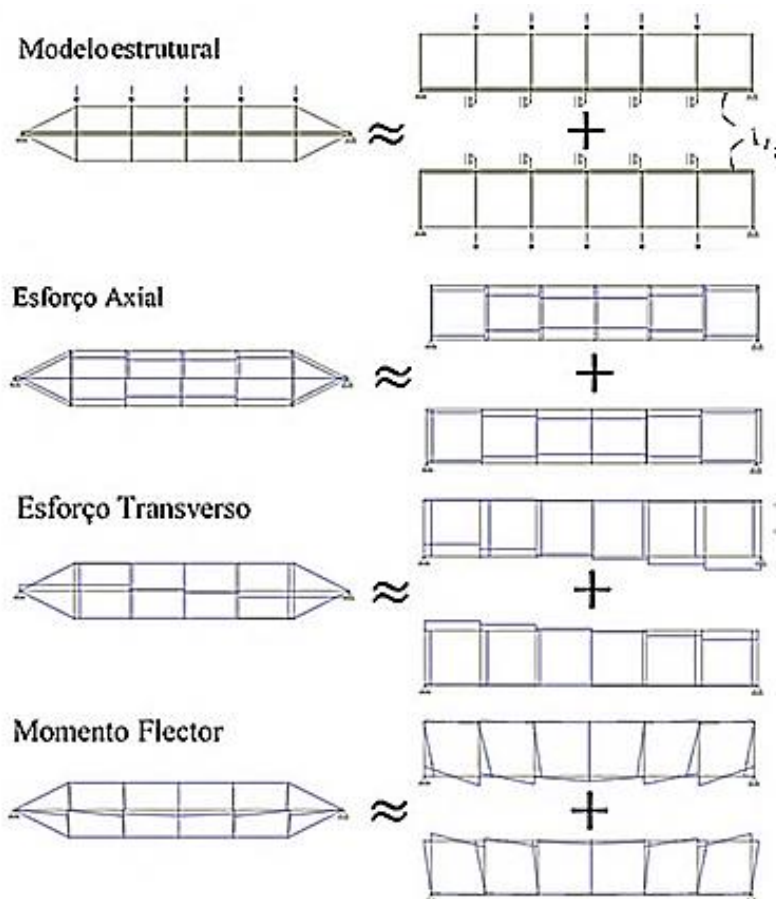


Figura 2.21 – Estudo de meia estrutura adoptada em projecto com base no modelo de viga *Vierendeel* simples

Para descrever os mecanismos de transmissão dos esforços, primeiramente há que referir as hipóteses simplificativas adoptadas pelo projectista (Abecasis & Cima Gomes, 2012): i) Devido às ligações entre o vidro e a estrutura de suporte, é possível assumir o peso do vidro como cargas verticais concentradas; ii) Na presença exclusiva de cargas verticais nodais, as cordas superior e inferior só absorvem compressão ou tracção (para cargas gravíticas, a corda superior está sob compressão e a corda inferior sob tracção); iii) Como a inércia do elemento central (secção circular fechada de paredes finas) é muito superior à das cordas superior e inferior (secção circular maciça), praticamente todas as

cargas verticais nodais são exclusivamente absorvidas pelo elemento central sob a forma de esforço transversal (o elemento central não tem esforço axial, porque este é absorvido pelas cordas superior e inferior para produção de um binário de forças); iv) As ligações entre elementos têm rigidez suficiente para poderem ser consideradas como contínuas e rígidas, e portanto, mantém-se uma distribuição de esforços em regime elástico proporcional à rigidez dos elementos.

Em seguida, descreve-se a forma como as cargas se transmitem através dos elementos, desde o seu ponto de aplicação até aos apoios.

A transmissão de esforços para equilíbrio global da viga *Vierendeel* “transformada” coincide precisamente com a da viga *Vierendeel* simples com cordas de inércia diferente. Assim, os esforços axiais nas cordas superior e inferior servem para garantir o equilíbrio global da viga (binário de forças); os esforços transversos nos montantes servem para regular o esforço axial das cordas; o momento flector produzido na extremidade dos montantes por equilíbrio provoca um alívio de momento flector no elemento central (de contrário, a transmissão de momentos seria cumulativa entre troços do elemento central, conduzindo a momentos elevadíssimos), conforme mostrado na Figura 2.22. A única diferença reside na transmissão do esforço axial actuante nas cordas superior e inferior para as diagonais, apesar da presente situação ser de fácil resolução, pois as diagonais são uma continuação das cordas. O esforço axial numa diagonal resulta da transmissão de uma parcela do esforço axial da corda adjacente e de uma acção vertical necessária para equilíbrio. A parcela restante de esforço axial presente nas cordas é transferida para o montante sob a forma de esforço transversal e anula-se com o esforço proveniente do outro montante, que por sua vez, provém da outra corda (note-se que uma corda está em compressão e outra em tracção). Os esforços nas diagonais são encaminhados directamente para os apoios.

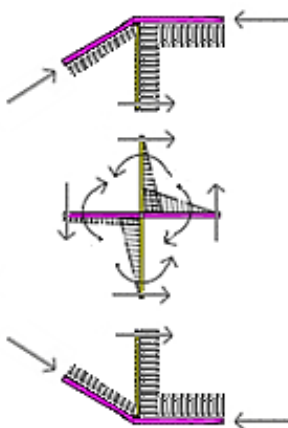


Figura 2.22 - Equilíbrio de esforços nos nós de uma viga *Vierendeel* “modificada” (ligações rígidas)

Quando uma carga pontual é aplicada num nó, ela é absorvida pelo montante (superior) sob a forma de esforço axial, e depois é transmitida para o elemento central sob a forma de esforço transversal (embora, em rigor, exista um esforço residual absorvido pelas cordas superior e inferior, porque a sua inércia não é nula). Esta transmissão de esforços é feita gradualmente até se atingirem os apoios, resultando assim num maior esforço de corte nos troços do elemento central mais próximos dos apoios. No entanto, exceptua-se o último troço em que há um alívio desse esforço devido à presença de diagonais, ou seja, o esforço transversal do elemento central tem um comportamento cumulativo com início no eixo vertical de simetria e finda no ponto onde há influência das diagonais, ver a Figura 2.22. Com efeito, a transmissão das cargas pontuais de extremidade (nós extremos) é feita em parte para a diagonal superior, e a parcela restante segue pelos montantes para depois ser transmitida à diagonal inferior; os esforços transmitidos às diagonais são encaminhados directamente para os apoios.

Pela transmissão de esforços, percebe-se a importância da existência de ligações rígidas, pois estas provocam uma compatibilização de rotações dos elementos convergentes nos nós, possibilitando uma flexão conjunta dos diferentes elementos. Na verdade, esta situação nunca ocorreria com ligações

semi-rígidas, porque em cada elemento existem momentos com diferentes intensidades e direcções, levando a rotações diferenciadas entre os elementos concorrentes numa ligação.

2.5 Critérios de modelação

Os esforços e deslocamentos dos elementos constituintes da estrutura foram determinados utilizando o programa de cálculo automático SAP2000 (versão 14.0), considerando o comportamento material (linear ou não linear) e os efeitos geométricos (consideração, ou não, das deformações na estrutura) mais convenientes, por forma a obter uma avaliação tão fiel quanto possível do comportamento da estrutura.

2.5.1 Método de análise

Para estabelecer o tipo de análise global (elástica ou plástica) mais adequado, para o cálculo de esforços e deslocamentos numa estrutura, devem-se ter em conta diversos aspectos, nomeadamente (Simões, 2007; Silva & Gervásio, 2007; NP EN 1993-1-1, 2010): as características de deformabilidade e rigidez da estrutura, bem como a sua estabilidade global, a estabilidade dos seus elementos, o comportamento das ligações, as imperfeições e a deformabilidade dos apoios.

Em termos práticos, a análise global elástica é permitida em qualquer estrutura isostática ou hiperestática, e sem restrições quanto à escolha do tipo de secção dos elementos constituintes (embora se adopte uma secção efectiva para secções de classe 4). Deve-se ter em conta que esta situação é consequência da análise se basear na hipótese de uma relação tensão-deformação linear do material, em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão actuante (estruturas potencialmente menos económicas). Ainda assim, apesar de os esforços serem determinados por uma análise global elástica, o dimensionamento dos elementos metálicos (dependendo da classe de secção) pode ser efectuado com base na capacidade plástica das secções.

Genericamente, os princípios do dimensionamento plástico permitem não só avaliar a resistência das secções através da plastificação total das mesmas, mas também avaliar a capacidade resistente de uma estrutura tirando partido da sua hiperestaticidade e da sua plastificação progressiva até à formação de um mecanismo. No que diz respeito à utilização da análise global plástica (aplicável apenas em estruturas hiperestáticas), existem alguns condicionamentos que provêm da necessidade de evitar roturas frágeis, devido ao aproveitamento das propriedades não lineares do aço nas zonas susceptíveis de plastificação (geralmente a plastificação das secções é devida a flexão, ou seja, formação de rótulas plásticas). O requisito principal é que as secções transversais dos elementos ou ligações onde se formem rótulas plásticas tenham capacidade de rotação suficiente (ou, ainda, no caso de ligações, a resistência suficiente para garantir o desenvolvimento da rótula no elemento adjacente), e também, que a estabilidade dos elementos nesses pontos esteja garantida para permitir que ocorram as necessárias redistribuições de momentos flectores.

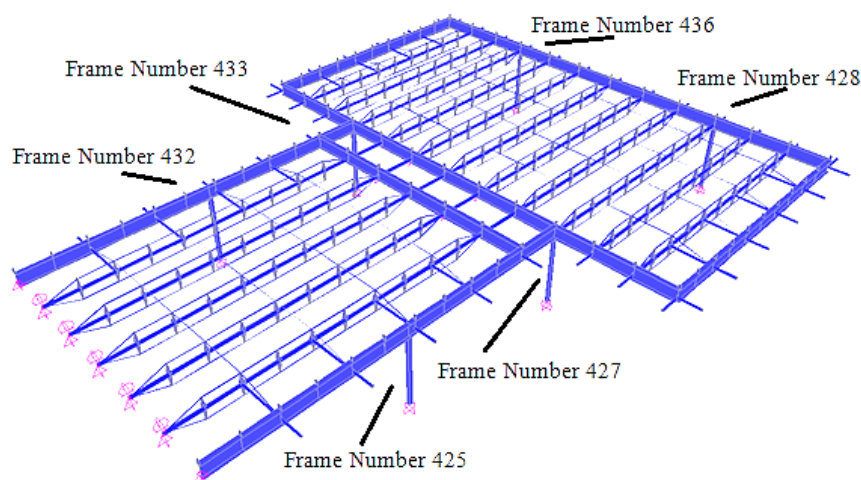


Figura 2.23 – Apresentação do modelo tridimensional da estrutura da cobertura (vista extrudida do programa SAP2000)

Relativamente à estrutura da cobertura em análise, como grande parte dos esforços são absorvidos pelos pórticos planos dispostos na periferia (os quais têm um número de reacções de apoio superior ou igual ao estritamente necessário para impedir qualquer movimento), é fácil perceber através da análise da estatia e pela determinação da carga de colapso pelo método estático (verificação de equilíbrio, satisfação de um critério de cedência e verificação de colapso plástico da estrutura) que há formação de mecanismos parciais (apesar de, nesses locais os elementos terem capacidade de rotação adequada – secções de classe 1), devido à introdução de libertações internas do tipo rótula simples nos locais de momento flector máximo (os quais ocorrem junto dos pilares adjacentes aos balanços). Resumindo, para determinação de esforços e deslocamentos nos elementos, há que efectuar uma análise global elástica na estrutura devido à disposição estrutural dos pórticos.

Pela razão atrás referida, qualquer tentativa de otimizar a estrutura terá de ser concretizada pela utilização de peças com secção variável (pilares e vigas) e pela redução de rigidez dos elementos da treliça *Vierendeel* quer no carácter de contraventamento (função desempenhada pelo elemento central) quer enquanto elemento estrutural para suporte do vento (em regime elástico a distribuição de esforços é controlada pela rigidez de flexão dos elementos constituintes da treliça *Vierendeel* – elemento central e cordas superior e inferior); contudo, é necessário ter em atenção a possibilidade de ocorrência de encurvadura nos elementos comprimidos (especialmente, as cordas superior e inferior da treliça *Vierendeel* que são os elementos mais esbeltos) e considerar as correspondentes imperfeições geométricas e materiais, que impedem que os elementos atinjam a cedência.

2.5.2 Sensibilidade da estrutura às deformações

Na análise global da estrutura deve-se não só considerar as imperfeições globais dos pórticos planos, comumente adicionadas como forças horizontais equivalentes às cargas horizontais das combinações de acções (as imperfeições locais estão incluídas directamente no processo de dimensionamento dos elementos à encurvadura), mas também averiguar a necessidade de incluir os efeitos da configuração deformada dos pórticos (fundamentalmente resultantes dos esforços axiais nos elementos), porque os deslocamentos podem aumentar significativamente os esforços (que, por sua vez, alteram os valores dos próprios deslocamentos) ou modificar o comportamento da estrutura (agravando-se potencialmente com a esbelteza da estrutura). A análise global considera-se de primeira ordem sempre que se possa utilizar a geometria inicial indeformada da estrutura (esforços e deslocamentos não afectados pela deformada da estrutura), ou de segunda ordem se for necessário considerar a geometria deformada da estrutura (não linearidade geométrica) (NP EN 1993-1-1, 2010; Simões, 2007; Silva & Gervásio, 2007).

Para verificação de estabilidade na estrutura da cobertura, utilizou-se uma análise de primeira ordem, pois, conforme será demonstrado posteriormente, os efeitos de segunda ordem não são significativos.

2.5.3 Modelação do vidro estrutural

Como o vidro é um material frágil quando as chapas de vidro fracturam, geralmente, fazem-no sem aviso. Para possibilitar a utilização de elementos de construção feitos de vidro, para além da sua capacidade de carga enquanto intactos, o projectista deve também levar em conta a sua capacidade de carga no estado fracturado, ou seja, a sua capacidade de carga residual. Melhor dizendo, mesmo que em elementos estruturais secundários (vidros em fachadas ou superfícies de telhados) os danos não produzam consequências para a estabilidade global da estrutura, os requisitos para a capacidade de carga residual devem ser satisfeitos para situações de sobrecarga (por exemplo, para acessibilidade de operários) (Wurm, 2007).

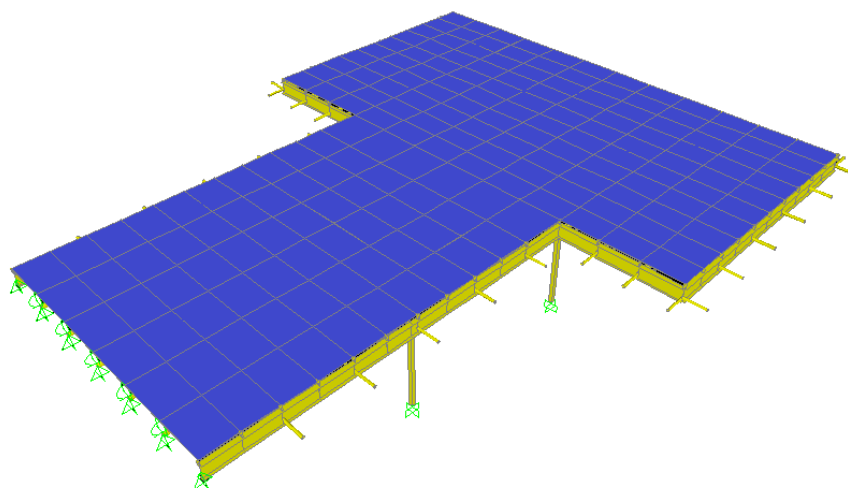


Figura 2.24 – Cobertura envidraçada (vista extrudida do programa SAP2000, com malha não refinada)

As cargas do vento actuam transversalmente ao plano do vidro, são resistidas pela rigidez de flexão do painel e transmitidas para as extremidades de apoio (desprezando o efeito de membrana). Para além disso, atendendo à pequena relação entre a espessura e o vão entre apoios, o vidro pode ser analisado como uma laje (ou placa) fina; refira-se que a colocação destes elementos no modelo global simplifica a introdução das cargas devidas ao peso próprio do vidro (nesta situação é suficiente usar uma malha não refinada), e faculta a verificação dos estados limites de deformação na cobertura envidraçada (é necessário utilizar a malha refinada).

De acordo com (CSI, 2009), mesmo para problemas de lajes (ou placas) finas onde as deformações por corte são desprezáveis, a formulação de laje espessa (Teoria de *Mindlin/Reissner*, que inclui os efeitos da deformação por corte transversal) tende a ser mais precisa que a formulação de laje fina (Teoria de *Kirchhoff*, a qual negligencia a deformação por corte transversal). Ainda segundo o mesmo autor deve utilizar-se a formulação de laje espessa a menos que se utilize uma malha distorcida ou que se saiba que as deformações por corte serão muito pequenas. Refira-se que as deformações por corte tendem a ser importantes quando a espessura é superior a cerca de $1/10$ a $1/5$ do comprimento do vão. No entanto, estas podem também ser relevantes em vizinhanças de concentrações de tensões de flexão, tais como na proximidade súbita mudança na espessura ou condições de suporte, e na proximidade de aberturas ou cantos reentrantes.

Para modelação dos painéis de vidro escolheu-se o elemento básico do tipo laje (ou placa) espessa (suporta apenas momento flector e esforço transversal), com dimensão máxima de 25 mm e com material homogéneo de comportamento elástico linear. Na geometria da secção definiu-se que a espessura de membrana (necessária para estabelecer o peso próprio e efectuar cálculos de massas) é constante e igual à espessura de flexão (necessária para estabelecer as rigidezes de rotação e de corte transversal da laje espessa). Os elementos finitos adoptados possuem quatro nós, um por cada vértice, e em cada nó há três graus de liberdade (duas rotações fora do plano e uma translação normal ao plano do elemento) (CSI, 2009).

Para realização de cálculos aproximados, de acordo com a EN 572-1, que fornece indicações para o vidro na construção, as características mecânicas seguintes podem ser adoptadas:

Tabela 2.1 – Valores gerais das características do vidro estrutural (EN 572-1, 2004)

Característica	Símbolo, valor numérico e unidade
Peso volúmico	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidade	$E = 7 \times 10^{10} \text{ Pa}$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0,2$
Coefficiente médio de expansão linear entre 20°C e 300°C	$\alpha = 9 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Resistência característica à flexão	$f_{g,k} = 45 \times 10^6 \text{ Pa}$

De acordo com a norma EN ISO 12543-1, (EN ISO 12543-1, 1998), o vidro laminado pode ser feito a partir de múltiplas combinações de vidros (vidro plano/comum, vidro estirado, vidro revestido, vidro aramado polido, vidro impresso aramado, etc.), película de matéria plástica e envidraçada (policarbonato ou acrílico) e com intercamadas (difere no tipo e composição do material, e nas características ópticas e mecânicas).

2.5.4 Modelação dos elementos estruturais

Para modelação de vigas, treliças planas e pilares utilizou-se o elemento de barra, o qual utiliza uma formulação viga-coluna que inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações biaxiais de corte (CSI, 2009). Podem existir elementos prismáticos (propriedades constantes ao longo de todo o comprimento) e elementos não prismáticos (propriedades variáveis ao longo do comprimento).

Sempre que só existam elementos prismáticos, numa análise linear geométrica e material é suficiente que as extremidades dos elementos de barra coincidam com intersecções com elementos de área, sólidos ou outras barras (no processo de cálculo a matriz de rigidez do elemento não é variável entre secções extremas) (Alves, E., 2009; Silva & Gervásio, 2007).

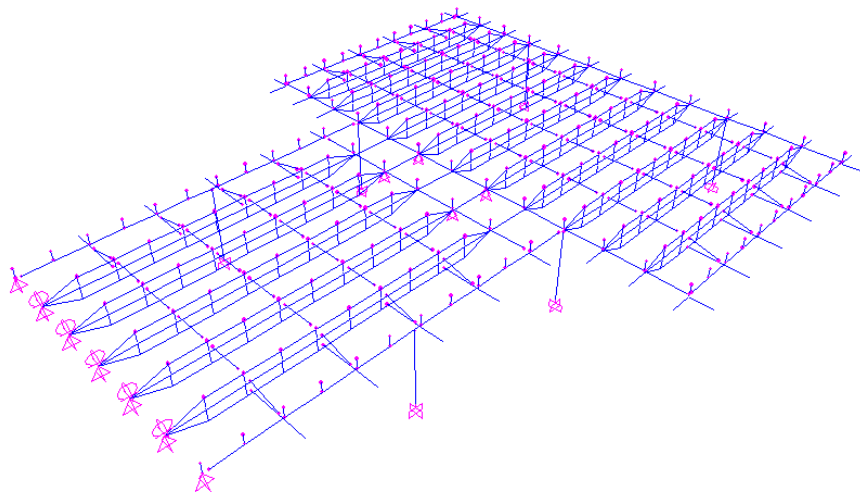


Figura 2.25 – Apresentação de modelo tridimensional (discretização em barras)

Os elementos não prismáticos estão definidos com recurso a uma formulação interna do programa SAP2000, que permite dividir o comprimento do elemento num qualquer número de segmentos (estes não precisam de ser de igual comprimento e as secções podem mudar entre um segmento e o próximo), nos quais as propriedades se modificam (CSI, 2009). Estes elementos adequam-se aos pendurais da viga *Vierendeel*, cujas secções foram modeladas usando vinte segmentos de igual tamanho (dimensão máxima de 20 mm); para cada segmento adoptou-se uma variação linear da rigidez de flexão na direcção longitudinal e parabólica na direcção transversal (as restantes propriedades variam sempre linearmente em cada segmento, nomeadamente, as rigidezes axial, torsional e de corte, massa e peso próprio) (CSI, 2009).

Refira-se que, quando não existe uma variação contínua da secção, pode ser necessário considerar uma discretização mais apertada, de maneira a criar um número razoável de nós intermédios para que a aproximação por troços não introduza erro significativo (Silva & Gervásio, 2007). Embora o programa SAP2000 contemple a variação real das propriedades das secções não prismáticas entre os nós extremos de um elemento, subsiste uma fonte de erro proveniente da aplicação da teoria clássica de peças lineares que ocasiona desvios do comportamento real, mas pouco importantes para ângulos de variação não superiores a 20° (Silva V. D., 2004; Silva & Gervásio, 2007; Branco, 2011).

Em algumas situações, as dimensões das secções dos elementos da estrutura são grandes e o comprimento de justaposição para conceber uma intersecção (ao nível do centro de gravidade dos diferentes elementos) é uma fracção significativa do comprimento total do elemento ligado (diferenças entre o comprimento real do elemento e o vão de cálculo correspondente) (CSI, 2009).

Consequentemente a avaliação dos esforços e dos deslocamentos pode ser afectada, podendo daí resultar uma sobreavaliação não desprezável dessas grandezas para um determinado elemento (Silva & Gervásio, 2007).

Como forma de impedir tal ocorrência, no modelo estrutural levou-se em consideração a dimensão finita dos perfis através da introdução de troços rígidos (esta solução é descrita por alguns autores (Simões, 2007) como modelo rígido sem excentricidade), ou então, pela indicação da diferença entre pontos de intersecção e de extremidade (ponto onde ocorre a ligação entre os diferentes elementos); a formulação interna do programa SAP2000 admite que o comprimento livre é cerca de 1% menor que o comprimento total, sempre que não seja introduzido (manualmente) um valor específico.

Para realização dos cálculos (modelação da estrutura, análise e verificação da segurança), as propriedades dos aços estruturais em construção metálica deverão estar conformes as especificações do EC3 na Parte 1-1.

Tabela 2.2 – Valores gerais das características do aço estrutural (NP EN 1993-1-1, 2010)

Característica	Símbolo, valor numérico e unidade
Peso volúmico ¹	$\gamma = 77,0 \text{ a } 78,5 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidade	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente de Poisson em regime elástico	$\nu = 0,3$
Coefficiente de dilatação térmica linear para temperatura inferior a 100°C	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
¹ É frequente aumentar em 5 a 10% o peso volúmico do aço para considerar na modelação o peso próprio de parafusos, porcas, soldaduras e outras componentes necessárias para efectuar ligações (Alves, E., 2009).	

As classes de aço utilizadas nas componentes estruturais variam consoante o tipo de peça, estando concordantes com o indicado na Tabela 2.3. Os valores nominais da tensão de cedência e da tensão última à tracção dos diferentes aços estruturais estão indicados no EC3 na Parte 1-1 e na Parte 1-8.

Tabela 2.3 – Aços de construção mais utilizados

Componente estrutural	Classe de aço	Tensão de cedência, $f_y \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Tensão última à tracção, $f_u \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Norma do produto
Perfis normalizados	S275 JR	275	430	EN 10025
Barras, chapas e varões	S355 JR	355	490	EN 10025
Tubos	S275 JOH	275	430	EN 10210

2.5.5 Modelação das ligações

Na modelação das juntas estruturais, houve a preocupação de fazê-las corresponder ao comportamento estabelecido pelos detalhes das ligações; para casos de diferentes materiais, estabeleceram-se os princípios de dimensionamento a partir das características específicas de cada material.

Como a transmissão de momentos, ou grandes excentricidades, não se recomendam nas ligações entre os elementos metálicos e o betão armado, estas consideraram-se como apoios fixos ou móveis, exceptuando as bases de pilares. Refira-se que esta idealização dos apoios está relacionada com a pequena resistência à tracção do betão (na ordem de 10% da resistência à compressão), que além de estar dependente da correcta execução da obra, está sujeita aos efeitos de retracção que provocam fendilhação, os quais podem eliminar a resistência à tracção do betão mesmo antes da actuação de qualquer solicitação (para além da superfície de betão se poder deteriorar ao longo do tempo devido à

carbonatação ou corrosão da armadura embebida). Esta opção favorece a verificação dos limites referentes à fendilhação do betão (condições de serviço), estabelecidos por razões estéticas e de durabilidade.

As ligações adoptadas para a treliça *Vierendeel* são rígidas devido à rigidez conferida pela soldadura, a qual não tem qualquer influência nas deformações e na distribuição de esforços da treliça (em geral, adoptam-se ligações soldadas em estruturas tubulares).

As ligações entre os sistemas de fixação do vidro e as treliças *Vierendeel* foram consideradas como rótulas cónicas (ver Apêndice 6) porque as hastes do tripé transmitem praticamente apenas o peso próprio do vidro (a acção de atrito do vento não é significativa) e de forma directa para o conector da treliça (existente no extremo superior dos montantes). É também possível assumir a carga do peso próprio do vidro transmitida para o conector como carga localizada, pois o comprimento do sistema de fixação é muito pequeno (cerca de 20 a 30 mm), ver *CORTE TRANSVERSAL Y-Y* do *DESENHO N°51*.

As ligações viga-viga, indicadas nos *DESENHO N°52* e *DESENHO N°53*, foram consideradas na análise estrutural como rótulas simples (existe um grau de fixação, não contabilizado, mas suficiente para permitir a montagem sem necessidade de contraventamentos temporários), devido à existência de cobre-juntas nas almas e/ou de entalhes nos banzos das vigas, os quais foram necessários para permitir que a viga suportada se encaixasse na alma da viga de suporte. Em consequência, admite-se que estas ligações transmitem apenas esforço transversal e que a sua resistência à rotação é desprezável. Porém, para validar estas hipóteses de cálculo segundo o EC3 na Parte 1-8 (condições restritas que asseguram o carácter seguro da abordagem), as ligações devem ser capazes de transmitir as forças internas sem desenvolver momentos significativos (o momento resistente de dimensionamento da ligação não deverá exceder em 25% o momento resistente requerido para uma ligação com resistência total), e ainda, permitir uma rotação adequada na extremidade da viga à medida que esta flexa e ocupa as folgas usuais devidas às cargas actuantes. É necessário ainda garantir que a capacidade de rotação não prejudique a resistência da ligação ao corte e à tracção, por forma a não comprometer a integridade estrutural.

Refira-se que, devido à disposição simétrica dos chumbadores no contorno das bases dos pilares, é possível gerar um binário de forças em qualquer direcção principal de inércia e independentemente do sentido, sendo aceitável, numa primeira hipótese, admitir que todos os pilares sejam encastrados na base. Porém, segundo o EC3 na Parte 1-8, as bases dos pilares metálicos classificam-se geralmente como semi-rígidas e com resistência parcial, o que para efeitos de modelação corresponde à colocação de duas molas rotacionais (esta ligação permite a transmissão de esforço normal, esforço transversal e momento flector nas duas direcções), ver sub-capítulo 4.9.

Em todas as ligações viga-pilar é permitida a rotação relativa ao eixo principal de menor inércia da viga (os seus efeitos são desprezáveis, porque não influenciam a distribuição de esforços e as deformações globais da estrutura), e por isso, é necessário na modelação assumi-las como rótulas cilíndricas (numa primeira hipótese). De acordo com os critérios de classificação do EC3, Parte 1-8, em função da rigidez e da resistência de rotação, estas ligações são classificadas como semi-rígidas e com resistência parcial, respectivamente (ver sub-capítulo 4.10).

Segundo as recomendações do EC3, Parte 1-8 (Silva, Simões, & Abecasis, 2008; NP EN 1993-1-8, 2010; Silva & Gervásio, 2007), quando existem ligações classificadas como semi-rígidas e/ou com resistência parcial, é fundamental efectuar, pelo menos, uma análise estrutural adicional incluindo as rigidezes reais das ligações, a fim de conhecer as diferenças na distribuição de esforços entre o modelo executado (ligações semi-rígidas) e o idealizado (ligações rígidas ou articuladas).

2.6 Critérios empregues no cálculo estrutural

Para validação do modelo estrutural, utilizou-se o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) que coincide com a regulamentação utilizada pela equipa projectista (Abecasis & Cima Gomes, 2012).

Na escolha do modelo estrutural para definição dos coeficientes de pressão exterior devida ao vento (cobertura isolada ou cobertura de edifício), o RSA refere que uma cobertura metálica com dimensões elevadas (apesar de suportada por elementos que, só por si, não constituem obstáculo ao escoamento do ar) produz restrição à circulação do ar, e como tal, os coeficientes de pressão devem ser determinados no contexto de cobertura de uma vertente num edifício. Chama-se a atenção que no RSA existem restrições geométricas que permitem caracterizar se a forma e dimensão de uma cobertura isolada afectam o escoamento do ar, nomeadamente (Brazão Farinha J.S.; Brazão Farinha M.; Brazão Farinha J.P., 2006):

$$a > b ; 0,5 \leq h/b < 1,0$$

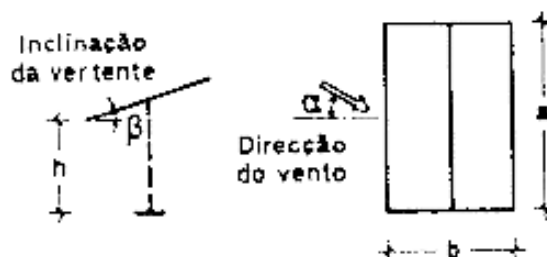


Figura 2.26 – Restrições geométricas para modelo de cobertura isolada (RSA, 1983)

Então, para efeitos de consideração da acção do vento segundo o RSA, o último piso constituído pela cobertura deverá ser indicado como continuação do bloco do edifício, (Abecasis & Cima Gomes, 2012).

Uma vez que os Eurocódigos estruturais, designadamente, a NP EN 1990, a NP EN 1991 e a NP EN 1998, actualmente substituem o RSA, decidiu-se considerar também as acções de projecto prescritas por esses novos regulamentos.

Uma das diferenças na implementação da acção do vento em coberturas isoladas, segundo o EC1, parte 1-4, é que não existem quaisquer restrições geométricas para o modelo de cobertura isolada. Consequentemente, de acordo com esse regulamento não existiram impedimentos em considerar-se a cobertura metálica como independente do edifício (isto é, como estando num “acidente topográfico” em forma de montanha). Porém, para efectuar uma comparação coerente entre os esforços determinados a partir dos diferentes regulamentos, optou-se em ambos que a cobertura é uma continuação do bloco do edifício.

2.6.1 Acções de cálculo

As acções e a correcta quantificação dos seus valores característicos foram estabelecidas tendo em atenção o RSA e a NP EN 1991, encontrando-se definidos e justificados em pormenor no Apêndice 1. Sintetizando, foram considerados as seguintes acções: i) acções permanentes (G) – peso próprio da estrutura, equipamentos e revestimentos; ii) acções variáveis (Q) – sobrecarga da cobertura (não acessível), acção do vento (W) e variação de temperatura (VUT).

Normalmente o vento foi a acção variável de base condicionante no dimensionamento das treliças *Vierendeel* e dos pórticos estruturais, mas a sobrecarga predominou na verificação dos deslocamentos (verticais) da estrutura.

No que respeita à acção do vento, não só as características da estrutura e o tipo de terreno devem ser considerados, mas também as características da região. Por isso, no Apêndice 3 apresenta-se uma análise comparativa dos territórios português e angolano.



Figura 2.27 – Perspectiva do local envolvente da estrutura (Google, 2012)

Para quantificação do vento sobre a estrutura, a equipa projectista considerou a zona B do território português (regiões numa faixa costeira até 5 km) e uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II (zonas rurais e periferia de zonas urbanas) (Abecasis & Cima Gomes, 2012). No contexto do EC1, considerou-se também a zona B do território português (igual à adoptada pelo RSA); contudo, preconizou-se uma categoria de terreno I, indicada para zonas costeiras expostas aos ventos do mar (tipologia não considerada pelo RSA).

Na Figura 2.27, pode constatar-se que a estrutura está situada em ambiente costeiro e próxima de centro urbano, ao seu redor existem ruas largas, vegetação regular (arbustos de pequeno porte, relva, etc.) e edifícios vizinhos (várias categorias de terreno são possíveis, consoante a direcção do vento). Embora a separação entre obstáculos existentes na sua envolvente seja menor que vinte vezes a altura do edifício (espaço até certo ponto amplo, com baixa vegetação e edifícios de baixa altura), ao adoptar-se a categoria de terreno I (ou rugosidade do tipo II) presume-se que não existe uma protecção satisfatória do edifício aos ventos do mar. Esta decisão está em concordância com o preconizado pelo EC1 na Parte 1-4, em relação a construções situadas na proximidade de uma alteração de rugosidade de terreno, onde se preconiza utilizar a categoria de terreno menos rugosa.

Com base em mapas topográficos (FAO, 2006), conclui-se que a construção está implantada à beira mar, sobre uma escarpa com cerca de 10 metros (por vezes, existe uma transição mais suave condizente com um terreno inclinado, podendo alcançar 75 metros de extensão), e afastada numa distância horizontal de sensivelmente 20 metros do topo da vertente.

As forças devidas ao atrito do vento, apesar de pouco relevantes devido à superfície lisa do vidro, deverão ser consideradas atendendo às dimensões do edifício em estudo, já que as superfícies paralelas à acção do vento são sempre pelo menos o quádruplo das superfícies de barlavento e sotavento para qualquer direcção.

Uma vez que a frequência natural mais baixa da estrutura do edifício de betão (Hotel da Ilha do Cabo) é muito superior à frequência dominante da acção do vento, pelo que o efeito de ressonância é insignificante (Abecasis & Cima Gomes, 2012). Daí, é possível admitir uma resposta quase-estática da estrutura metálica da cobertura ao vento, isto é, o coeficiente dinâmico e o coeficiente de dimensão são iguais à unidade (coeficiente redutor do lado da segurança). Saliente-se que a largura e o comprimento

do edifício estão referenciados na planta de fundações da estrutura da cobertura e são homogêneos em altura, ver *DESENHO Nº54*.

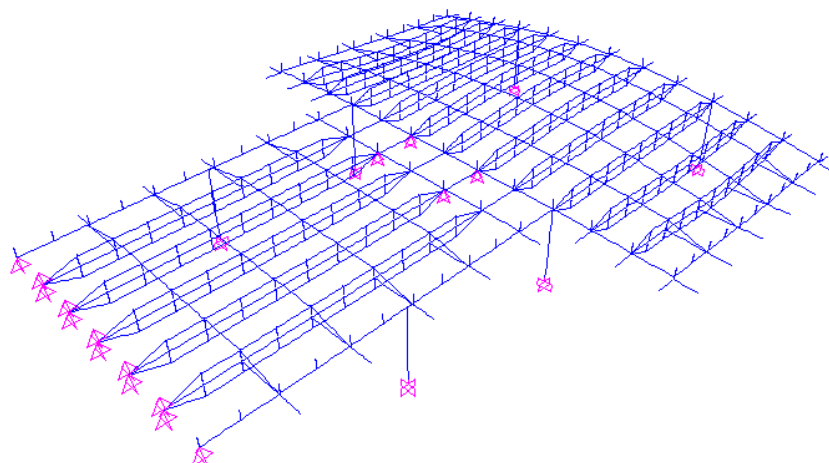


Figura 2.28 – Configuração deformada do modo fundamental de vibração (frequência própria da estrutura)

Importa salientar que, ao efectuar-se uma análise modal da estrutura metálica da cobertura (estudo do comportamento dinâmico) verificou-se que o modo de vibração fundamental é de flexão (modelo de vibração de uma consola), não sendo relevante o efeito de torção do vento sobre a estrutura (ver Apêndice 1). A menor frequência de vibração da estrutura é igual a 3 Hz (período $T=0,33$ segundos), valor esperado atendendo às grandes dimensões dos vãos envidraçados.

2.6.2 Combinações de acções

As combinações de acções consideradas no cálculo são as estipuladas no RSA e na NP EN 1990, e só as mais desfavoráveis para os Estados Limites foram consideradas. Os coeficientes parciais e os factores redutores de combinação aplicados às acções, assim como os limites dos deslocamentos, estão definidos e justificados em pormenor no Apêndice 2.

Dado que a ocorrência de sobrecargas de reparação num período de vento intenso é um evento improvável, quando uma dessas acções é variável de base a outra não é variável acompanhante. A acção do vento foi considerada com direcção ortogonal ao comprimento e à largura do edifício, somente em uma direcção de cada vez, mas em qualquer sentido.

Para determinação dos esforços de cálculo relativos ao estado limite último de equilíbrio (perda de equilíbrio estático e deformação excessiva da estrutura), visto existirem duas acções variáveis distintas, a estrutura deve ser analisada para as duas combinações fundamentais descritas a seguir:

Combinação 1 - Sobrecarga como acção variável de base da combinação:

$$E_{d,1} = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times (Q + \psi_{0,2} \times VUT) = 1,35G + 1,50 \times (Q + 0,6 \times VUT)$$

Combinação 2 - Vento como acção variável de base da combinação:

$$E_{d,2} = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times (W + \psi_{0,2} \times VUT) = 1,00G + 1,50 \times (W + 0,6 \times VUT)$$

Por forma a garantir condições aceitáveis de desempenho da estrutura em serviço, deve verificar-se que os deslocamentos (verticais ou horizontais) da estrutura são menores ou iguais aos limites recomendados na NP EN 1990 ou na NP EN 1993 para o estado limite de utilização. Consoante o requisito de utilização, deverão ser consideradas as combinações seguintes: para verificação da flecha limite no revestimento da cobertura (adequadas condições de drenagem de água) deverá utilizar-se a combinação rara; a inclinação da drenagem na cobertura é verificada com base na combinação frequente; a verificação da flecha limite de aparência é efectuada para a combinação quase-permanente.

A estas combinações correspondem as expressões seguintes:

Combinação rara - Sobrecarga como acção variável de base da combinação:

$$E_{d,3} = G + Q + \psi_{0,2} \times VUT = G + Q + 0,6 \times VUT$$

Combinação frequente - Vento como acção variável de base da combinação (praticamente só acções permanentes):

$$E_{d,4} = G + \psi_{1,1} \times W + \psi_{2,2} \times VUT \approx G$$

Combinação quase-permanente – Exclusivamente acções permanentes (desprezáveis os efeitos das acções variáveis):

$$E_{d,5} = G$$

2.7 Análise do modelo estrutural

2.7.1 Comentário aos valores das reacções na estrutura de betão indicados no projecto

No *DESENHO N°50* (ver Anexo 1) estão indicadas as reacções na estrutura de betão, em condições de serviço, para as sete fixações presentes no eixo 2 e que se transcrevem a seguir:

Reacção vertical – 35 kN

Reacção horizontal longitudinal – 10 kN

Reacção horizontal transversal – 10 kN

Não existem dúvidas acerca da origem fictícia (valor arbitrado) da reacção horizontal transversal, visto que a treliça *Vierendeel* apenas absorve esforços longitudinais e verticais. Os restantes valores das reacções coincidem com a envolvente das combinações de acções possíveis, porém em direcções trocadas e apenas para uma ligação tipo desse eixo (ligação do elemento central da treliça *Vierendeel* à viga-parede de betão). Explicando melhor, existem cinco ligações no projecto correspondentes ao *PORMENOR 1 – DESENHO N°52* do Anexo 1 (devido ao encontro entre cordas e elemento central, o maior esforço terá que ser na direcção longitudinal), cujas reacções máximas de conjunto são:

Reacção vertical – 13,00 kN (≈ 10 kN)

Reacção horizontal longitudinal – 38,65 kN (≈ 35 kN)

Reacção horizontal transversal – 0,50 kN ($\ll 10$ kN)

No que diz respeito ao *Pormenor 2 - DESENHO 52*, este pormenor corresponde à ligação do IPE 600 à viga-parede de betão (existem duas ligações no projecto), e os esforços de serviço actuates são:

Reacção vertical – 10,75 kN

Reacção horizontal longitudinal – 39,90 kN

Reacção horizontal transversal – 3,30 kN

Ainda para estas ligações, os esforços actuates em estado limite último, considerando também a envolvente das combinações de acções, são as indicadas a seguir. Para o *Pormenor 1 - DESENHO 52* temos,

Reacção vertical – 29,00 kN

Reacção horizontal longitudinal – 41,40 kN

Reacção horizontal transversal – 2,00 kN

A introdução de sobrecarga de manutenção produz diferenças significativas nos esforços de corte relativamente à consideração apenas o peso próprio na situação de estado limite último.

No que se refere ao *Pormenor 2 - DESENHO 52* os esforços actuantes em estado limite último são os seguintes:

Reacção vertical – 13,60 kN

Reacção horizontal longitudinal – 105,20 kN

Reacção horizontal transversal – 7,75 kN

Igualmente, no *DESENHO 50* estão indicadas as reacções na estrutura de betão, em condições de serviço, para os quatro apoios presentes no topo da caixa do elevador, e que se transcrevem a seguir:

Reacção vertical – 70 kN

Reacção horizontal longitudinal – 12 kN

Reacção horizontal transversal – 12 kN

De facto, de acordo com o modelo estrutural elaborado, estes valores de reacções coincidem com a envolvente das combinações de acções possíveis:

Reacção vertical – 71,25 kN (≈ 70 kN)

Reacção horizontal longitudinal – 9,30 kN (≈ 12 kN)

Reacção horizontal transversal – 6,00 kN (≤ 12 kN)

Ainda para estas ligações, atendendo também à envolvente das combinações de acções, os esforços actuantes em estado limite último são os seguintes:

Reacção vertical – 83,40 kN

Reacção horizontal longitudinal – 26,60 kN

Reacção horizontal transversal – 10,90 kN

3. Análise da estabilidade global da estrutura

3.1 Efeitos de segunda ordem

Numa estrutura metálica, os efeitos de segunda ordem são ocasionados pelos deslocamentos dos elementos do pórtico (fundamentalmente resultantes do esforço axial nas colunas), os quais originam esforços adicionais (por exemplo, surgem momentos flectores secundários), e estes por sua vez alteram os valores dos próprios deslocamentos.

De um modo geral, em projecto é frequente subdividir os efeitos de segunda ordem em efeitos ao nível dos elementos (decorrentes dos deslocamentos em relação à “corda” dos elementos) e efeitos ao nível da estrutura (resultantes dos deslocamentos nas extremidades dos elementos).

Em primeiro lugar, refira-se que não há necessidade de serem avaliados os efeitos ao nível dos elementos, pois estão incorporados nas expressões regulamentares do EC3 para verificação da segurança dos elementos.

Em segundo lugar, a necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem depende da sensibilidade da estrutura (avaliar se a estrutura sofre agravamentos relevantes, nomeadamente, aumento significativo de esforços ao longo da estrutura ou mudanças de comportamento da mesma), a qual se recomenda que seja feita para todas as combinações de acções para reflectir a sensibilidade relativa de cada uma delas.

No que respeita ao EC3, uma estrutura é considerada sensível aos efeitos de segunda ordem se, em análise elástica, a condição seguinte for satisfeita (avaliação indirecta):

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \leq 10$$

Em que, F_{cr} é a carga crítica (elástica) de instabilidade da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial; F_{Ed} é a carga de base¹ para uma dada combinação de acções (corresponde ao diagrama de esforço axial instalado na estrutura).

Por outro lado, a definição de carga crítica de elementos inseridos em pórticos tem que ser compatível com a forma como é verificada a estabilidade global da estrutura, noutras palavras, existe um elemento uniforme inserido no pórtico que instabiliza em simultâneo com o pórtico para um dado carregamento. Saliente-se que ao contrário do que acontece com elementos isolados, a estabilidade de um elemento num pórtico não depende só da geometria do elemento mas também do carregamento do pórtico (Aristizabal-Ochoa, 1997).

Em virtude disso, alguns autores (Silva, Simões, & Gervásio, 2010; Simões, 2007) indicam que o factor global α_{cr} de um pórtico (multiplicador de carga crítica da estrutura) pode ser determinado alternativamente através da expressão seguinte:

$$\alpha_{cr} = \text{Min}\{\alpha_{cr,i} : 1 \leq i \leq n\}$$

Em que, $\alpha_{cr,i}$ é o multiplicador de carga crítica mínimo para cada pilar; n é o número de pilares.

Para avaliação do multiplicador de carga crítica mais baixo em cada pilar, $\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed}$, é sugerido pelos mesmos autores (Silva, Simões, & Gervásio, 2010) que se utilize, por exemplo, o Método de Wood² (baseado num sistema equivalente viga-pilar) em ambas as direcções para determinar a carga

¹ De acordo com (Silva & Gervásio, 2007) F_{Ed} não deve ser interpretado como o somatório das reacções verticais (gravíticas) na estrutura porque isso leva a uma interpretação errada, especialmente, quando em determinados carregamentos o somatório é nulo (por exemplo, a acção do vento).

² Na ausência de melhor informação, o comprimento de encurvadura teórico para encurvadura crítica elástica pode ser conservativamente adoptado.

crítica mínima, F_{cr} , e o esforço axial de compressão mais gravoso de entre todas as combinações de acções, F_{Ed} .

Evidentemente que se a condição indicada pelo EC3 for satisfeita, então é necessário determinar os esforços e deslocamentos reais instalados na estrutura (por exemplo, pode-se considerar uma análise de primeira ordem complementada com factores de amplificação apropriados aos efeitos relevantes das acções), caso contrário, uma análise de primeira ordem é suficiente para se determinar os esforços e deslocamentos instalados na estrutura (Silva, Simões, & Gervásio, 2010; Reis & Camotim, 2012).

É fácil entender, apesar de não especificado no EC3, que as estruturas que verificam a condição são mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem, logo podem ser classificadas como “estruturas com deslocamentos laterais”; em oposição, as estruturas que não verificam a condição podem ser classificadas como “estruturas sem deslocamentos laterais”.

Na prática, a grande maioria dos pórticos tem um modo crítico de instabilidade (modo associado ao valor crítico do parâmetro de carga, α_{cr}) que envolve sempre deslocamentos laterais dos nós, e uma forma de melhorar o seu comportamento (aumentar o valor de α_{cr}) consiste em impedir total ou parcialmente esses deslocamentos laterais, através de uma operação designada por “contraventamento do pórtico”.

Colunas em edifícios

- Base teórica do Eurocódigo 3

No Anexo informativo E da pré-norma do EC3 é proposto o “Método de Wood” que se baseia na utilização de expressões/ábacos que determinam aproximadamente o comportamento de estabilidade de uma coluna a partir do conhecimento das características dos elementos que lhe estão adjacentes (estimativa dos parâmetros de restrição à rotação nas extremidades), porém a sua aplicação é limitada aos pórticos regulares e ortogonais (pórticos de um piso com vigas de inclinação reduzida, e pórticos planos de edifícios com cargas verticais e horizontais e rigidez semelhantes ao nível dos vários andares) que sejam constituídos por elementos uniformes (inércia constante).

Não obstante, na determinação do comportamento de encurvadura de uma coluna comprimida inserida num pórtico é ainda necessário especificar se a compressão nas vigas adjacentes é ou não significativa (atendendo ao EC3, a compressão axial só é relevante quando $\bar{\lambda} \geq 0,3\sqrt{Af_y/N_{Ed}}$), e se os modos de instabilidade do pórtico envolvem ou não deslocamentos laterais nos nós.

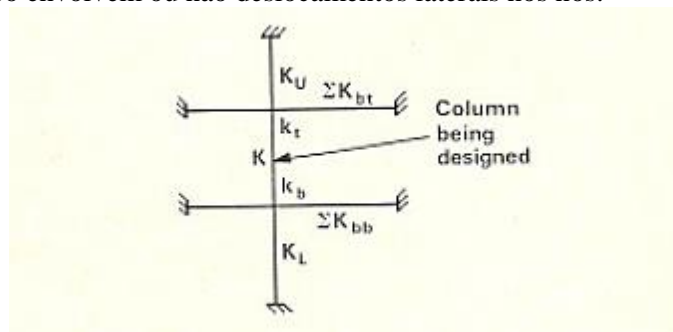


Figura 3.1 – Substituição da envoltória de uma coluna contínua (proveniente de um relatório técnico sobre pórticos metálicos com ligações soldadas totalmente rígidas); extraído de (Wood, 1974)

A aplicação deste método teórico adaptado à situação de colunas contínuas (o modelo mostrado na Figura 3.1 define a hipótese introduzida para cada comprimento de coluna contínua) consiste nos seguintes passos (Wood, 1974; Silva & Gervásio, 2007):

- i) Determinação dos coeficientes de distribuição, η_i , que estimam a restrição à rotação nas extremidades, através da equação:

$$\eta_i = \frac{\sum_j^{Pil.} k_c}{\sum_j^{Pil.} k_c + \sum_j^{Vig.} k_b} = \frac{\sum_j^{Pil.} (EI/L)}{\sum_j^{Pil.} (EI/L) + \sum_j^{Vig.} k \times (EI/L) \times \left(\frac{1 + 0,75\alpha}{1 + 2\alpha + 0,75\alpha^2} \right)}$$

Onde,

k_c é o coeficiente de rigidez de um pilar e k_b representa o coeficiente de rigidez efectiva de uma viga em regime elástico;

i toma os índices t ou b , consoante se trate da extremidade superior ou inferior do pilar em estudo;

j é o índice mudo correspondente aos pilares ou às vigas convergentes no nó superior ou inferior do pilar em estudo;

I designa o momento de inércia e L o comprimento do elemento (pilar ou viga);

$\alpha = k'_b/k_{joint}$ é um coeficiente que depende do deslizamento constante das ligações semi-rígidas³ (ao considerar-se na rigidez efectiva da viga os efeitos das ligações, a curva de momento-rotação da viga passa a ter comportamento não linear);

k'_b é o coeficiente de rigidez nominal da viga assumindo que as ligações semi-rígidas são encastradas e k_{joint} é a rigidez (inicial) equivalente da ligação semi-rígida;

k é um coeficiente que depende das condições de apoio de cada viga na extremidade afastada do pilar em análise, e também da compressão axial instalada em cada uma dessas vigas (rigidez ajustada a partir das funções de estabilidade); na Tabela 3.1 estão indicados valores recomendados para diferentes situações (habituais) em que se podem encontrar as vigas (não se incluem as situações de vigas suportando directamente lajes de piso em betão armado).

Tabela 3.1 – Coeficiente correctivo da rigidez rotacional oferecida por uma viga a um pilar adjacente, adaptado de (ENV 1993-1-1:1992, 1992)

Condições de restrição rotacional na extremidade oposta da viga	Vigas não sujeitas a esforços axiais de compressão significativos	Vigas sujeitas a esforços axiais de compressão significativos ^{1,2}
Encastrada	$k = 1,0$	$k = 1 - 0,4 N_{Ed}/N_{cr}^E$
Rotulada	$k = 0,75$	$k = 0,75 - 0,75 N_{Ed}/N_{cr}^E$
Igual rotação (curvatura simples)	$k = 0,50$	$k = 0,50 - 0,50 N_{Ed}/N_{cr}^E$
Igual rotação mas em sentido contrário (dupla curvatura)	$k = 1,50$	$k = 1,50 - 0,30 N_{Ed}/N_{cr}^E$
Caso geral (θ_a junto ao pilar e θ_b na extremidade oposta)	$k = 1,0 + 0,50 \theta_b/\theta_a$	–

¹ Nesta tabela, $N_{cr}^E = \pi^2 EI/L^2$ é a carga crítica da viga devido à encurvadura por flexão; L é o comprimento entre apoios e I é o momento de inércia da viga; N_{Ed} é o esforço axial de compressão actuante na viga.

² De acordo com o Anexo informativo E da Pré-norma do EC3, o incremento do coeficiente de rigidez devido à tracção axial pode ser negligenciado, e os efeitos da compressão axial podem ser considerados pela aplicação de aproximações conservativas.

³ De acordo com (Wood, 1974), os ensaios experimentais referem $\alpha = 10$ para ligações leves muito flexíveis, $\alpha = 2$ para ligações adequadamente rígidas e $\alpha = 0$ para infinitamente rígidas.

Adicionalmente, devido à ausência de quaisquer disposições no que respeita às ligações das colunas com o exterior (por exemplo, bases de coluna), é bom senso de engenharia estabelecer-se um coeficiente de distribuição nulo sempre que exista uma ligação encastrada (excluem-se as ligações rígidas dos pilares da cobertura, que segundo as inspecções realizadas por (Wood, 1974), correspondem a um coeficiente de distribuição igual a 0,2) ou igual a 1,0 se a ligação for rotulada.

- ii) Determinação da relação entre o comprimento de encurvadura equivalente⁴, L_e , e o comprimento real, L , da coluna em estudo, a qual é avaliada por expressões empíricas conservativas (em função dos coeficientes de distribuição) que dependem dos modos de instabilidade do pórtico (estes podem designar-se por MCDL para modos que envolvem deslocamentos laterais dos nós, e MSDL para modos que não envolvem deslocamentos laterais nos nós).
 - a. Para estruturas sem deslocamentos laterais (MSDL), o comprimento de encurvadura da coluna é determinado utilizando a expressão (o modelo estrutural que está na base da sua elaboração é mostrado na Figura 3.2):

$$\frac{L_e}{L} = \frac{1 + 0,145(\eta_t + \eta_b) - 0,265 \times \eta_t \times \eta_b}{2 - 0,364(\eta_t + \eta_b) - 0,247 \times \eta_t \times \eta_b}$$

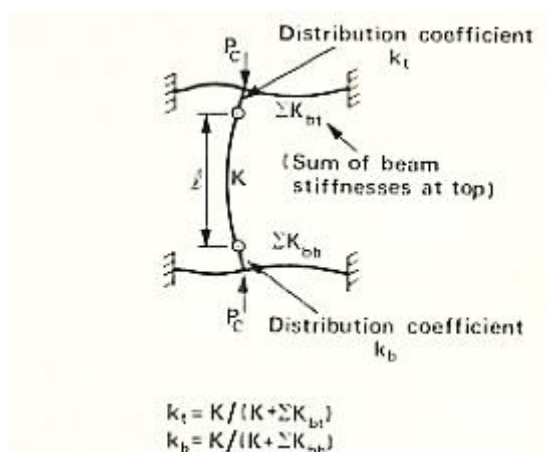


Figura 3.2 – Indicação do comprimento efectivo de encurvadura de uma coluna isolada com vigas de restrição e ligações rígidas, e num pórtico com deslocamentos laterais impedidos; extraído de (Wood, 1974)

- b. Para estruturas com deslocamentos laterais (MCDL), o comprimento de encurvadura da coluna pode ser obtido a partir da expressão (o modelo estrutural que está na base da sua elaboração é mostrado na Figura 3.3):

$$\frac{L_e}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_t + \eta_b) - 0,12 \times \eta_t \times \eta_b}{1 - 0,8(\eta_t + \eta_b) + 0,6 \times \eta_t \times \eta_b}}$$

⁴ O comprimento de encurvadura de uma coluna em compressão corresponde ao comprimento de uma coluna similar com extremidades rotuladas (extremidades impedidas aos deslocamentos laterais mas livres de rodar no plano de encurvadura) que possui a mesma resistência à encurvadura.

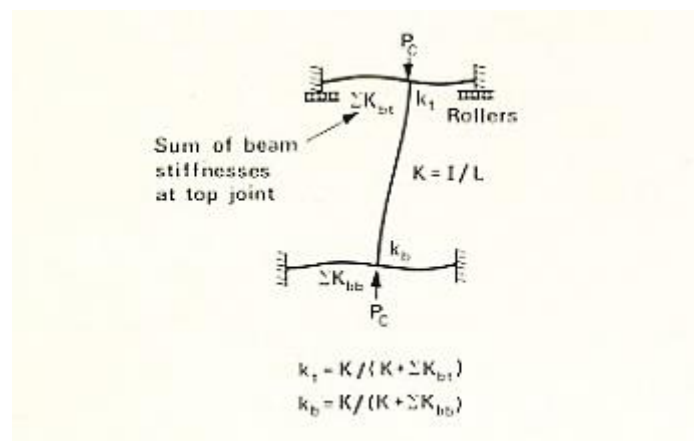


Figura 3.3 – Indicação do comprimento efectivo de encurvadura de uma coluna isolada com vigas de restrição e ligações rígidas, e num pórtico com deslocamentos laterais permitidos (sem corte); extraído de (Wood, 1974)

iii) Determinação da carga crítica da coluna utilizando a expressão seguinte:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2}$$

Onde, EI_c é a rigidez de flexão da secção transversal do elemento, no plano condicionante; L_e é o comprimento efectivo de encurvadura da coluna.

- Método simplificado mais recente com maior precisão

Actualmente, apesar de as cargas críticas de elementos comprimidos (ou comprimentos efectivos de encurvadura) puderem ser obtidas através de uma análise linear ou não linear geométrica e/ou material executada num *software* especializado (por exemplo, SAP2000 ou ANSYS), a grande maioria dos engenheiros estruturais ainda opta pelos métodos analíticos ou pelas técnicas gráficas (por exemplo, Método de *Wood* ou Método de alinhamento gráfico).

Todavia, conforme reportado por (Mageirou & Gantes, 2006) até ao presente os estudos efectuados por investigadores não interligavam a dependência da rigidez rotacional dos elementos convergentes nos nós de uma coluna com todas as condições de fronteira possíveis, ou seja, sempre faltavam considerações em diversos casos encontrados na prática (fonte principal da imprecisão dos métodos analíticos), designadamente: nas extremidades afastadas das vigas (com ou sem cargas axiais) adjacentes à coluna, nas ligações com o exterior, na presença de ligações semi-rígidas (não linearidade das ligações), nos diferentes níveis de estabilidade dos nós dos pórticos (móveis, fixos ou parcialmente fixos).

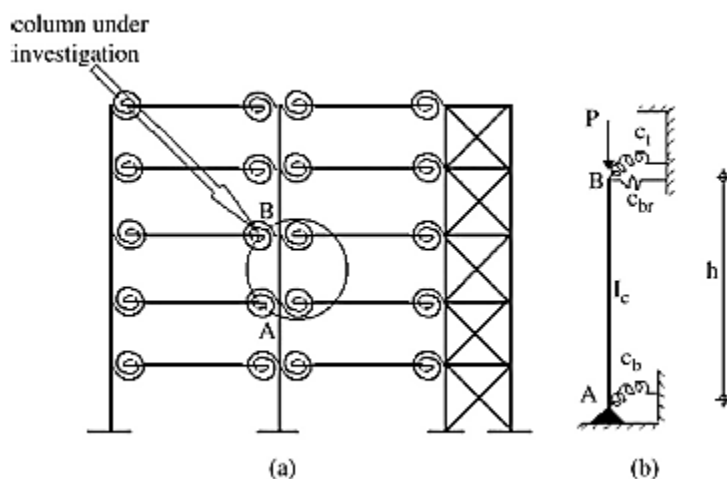


Figura 3.4 – Pórtico metálicos com múltiplos pisos (à esquerda) e modelo estrutural equivalente de uma coluna contínua (à direita); extraído de (Mageirou & Gantes, 2006)

Nesse propósito é proposto por (Mageirou & Gantes, 2006) um método simplificado para avaliação da carga crítica de encurvadura de colunas (modelo de coluna individual) em pórticos de múltiplos pisos com ligações semi-rígidas, e com diferentes níveis de estabilidade dos nós (função da rigidez lateral do contraventamento); em seguida será sugerida uma sequência de cálculos para aplicação deste método teórico (ver Figura 3.4).

Primeiramente, procede-se à obtenção dos coeficientes de rigidez rotacional em cada uma das extremidades (nós superior e inferior) da coluna a analisar, os quais posteriormente substituem a contribuição dos elementos convergentes nessas extremidades através de molas equivalentes (restrição providenciada por outros elementos do pórtico às rotações dos nós da coluna).

Desse modo, começa-se por tentar perceber quais as expressões analíticas (rigidez rotacional deduzida pela aplicação do método do gradiente de deformação) indicadas na Tabela 3.1 que melhor se enquadram às condições de fronteira translacionais e rotacionais dos elementos estruturais convergentes nos nós da coluna em análise (existem considerações para diferentes condições de apoio na extremidade oposta dos elementos, existência de ligações semi-rígidas, e eventualmente a presença de esforço axial nos elementos); relativamente aos símbolos que constituem essas expressões terão o significado seguinte: c_i é o coeficiente de rigidez de um elemento genérico i ; $\bar{c}_i = (EI/L)_i$ é o rácio da rigidez de flexão do elemento no vão; $c^\# = c/\bar{c}_i$ é a rigidez rotacional normalizada; c é a rigidez rotacional da ligação do elemento mais afastada da coluna (representada por uma mola elástica); c_n é a rigidez rotacional (inicial) da ligação do elemento com a coluna (representada por uma mola elástica); n_i é a relação entre a compressão axial actuante no elemento e a carga crítica de Euler.

Depois de determinados os coeficientes de rigidez rotacional de cada elemento adjacente à coluna, advém que cada extremidade da coluna possuirá uma mola rotacional com rigidez estimada pelo somatório das contribuições desses elementos, ou seja:

$$c_b = \sum_i c_{b,i} \quad ; \quad c_t = \sum_j c_{t,j}$$

Onde, $c_{b,i}$ e $c_{t,j}$ são os coeficientes de rigidez rotacional de cada elemento adjacente aos nós superior e inferior da coluna em análise, respectivamente.

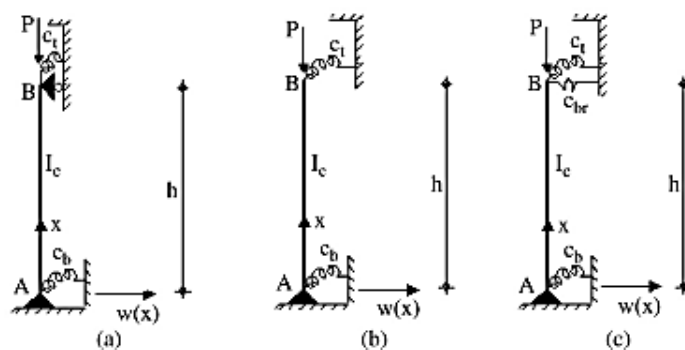


Figura 3.5 – Modelo de uma coluna: (a) num pórtico com deslocamentos impedidos, (b) num pórtico com deslocamentos permitidos, (c) num pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos; extraído de (Mageirou & Gantes, 2006)

Para estimação do factor de comprimento efectivo da coluna é necessário ter em conta o verdadeiro comportamento do pórtico, designadamente, o modo crítico de instabilidade que poderá estar associado a uma de três situações: nós com deslocamentos laterais (ou móveis), nós sem deslocamentos laterais (ou fixos) ou parcialmente restringidos; as quais dependem do sistema de contraventamento (mola elástica translacional).

Pórticos sem deslocamentos laterais

Para um modelo de coluna num pórtico sem deslocamentos laterais, conforme ilustrado na Figura 3.5 a) (proveniente do modelo da Figura 3.4 b) por colocação de uma mola rotacional com um apoio móvel), o factor de comprimento efectivo K poderá ser obtido pela expressão seguinte:

$$32K^3(z_t - 1)(z_b - 1) - 4K[8K^2(z_t - 1)(z_b - 1) + (z_t + z_b - 2z_t z_b)\pi^2] \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) + \pi[-16K^2 + 20K^2(z_t + z_b) + z_t z_b(\pi^2 - 24K^2)] \sin\left(\frac{\pi}{K}\right) = 0$$

Onde, $z_b = c_c/(c_c + c_b)$ e $z_t = c_c/(c_c + c_t)$ são os factores de distribuição obtidos pela normalização das rigidezes rotacionais de extremidade c_b e c_t em relação à rigidez de flexão da coluna $c_c = (4EI/h)_c$.

Pórticos com deslocamentos laterais

Considerando o modelo simplificado de uma coluna num pórtico com deslocamentos laterais mostrado na Figura 3.5 b) (resultante do modelo da Figura 3.4 b) por omissão da mola translacional), a equação de encurvadura que determina o factor de comprimento efectivo K é descrita a seguir:

$$4[z_t(2z_b - 1) - z_b] \frac{\pi}{K} \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) + \left[z_t z_b \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 16(z_t - 1)(z_b - 1)\right] \sin\left(\frac{\pi}{K}\right) = 0$$

Onde, z_b e z_t têm o significado definido atrás.

Pórticos com deslocamentos laterais parcialmente restringidos

No que refere ao modelo simplificado de uma coluna num pórtico com deslocamentos laterais parciais que está apresentado na Figura 3.5 c), o factor de comprimento efectivo K é obtido a partir da equação seguinte:

$$-32K^5 \bar{c}_{br}(z_t - 1)(z_b - 1) + 4K[8K^4 \bar{c}_{br}(z_t - 1)(z_b - 1) + K^2 \bar{c}_{br}(z_t + z_b - 2z_t z_b)\pi^2 + (-z_t - z_b + 2z_t z_b)\pi^4] \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) + \pi[4K^4 \bar{c}_{br}(4 - 5z_t - 5z_b + 6z_t z_b) - 16K^2 \pi^2(1 - z_t - z_b + z_t z_b) - K^2 \pi^2 \bar{c}_{br} z_t z_b + \pi^4 z_t z_b] \sin\left(\frac{\pi}{K}\right) = 0$$

Onde, $\bar{c}_{br} = c_{br} h_c^3 / EI_c$ é rigidez lateral normalizada do sistema de contraventamento; c_{br} é a rigidez lateral do sistema de contraventamento (mola de translação); z_b e z_t têm o significado definido atrás.

Finalmente, a carga crítica de encurvadura da coluna é definida por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_c}{(Kh)^2}$$

Onde, EI_c é a rigidez de flexão da secção transversal do elemento, no plano condicionante; h é a altura real da coluna.

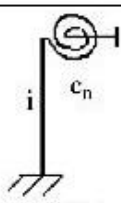
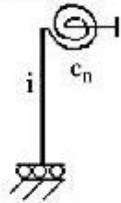
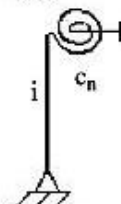
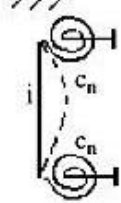
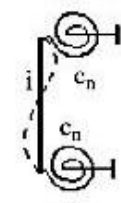
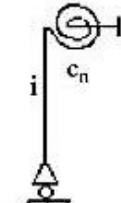
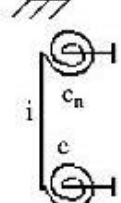
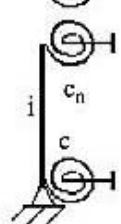
Rotational boundary conditions of far end		Without axial force	With axial force
Fixed support		$c_i = \frac{4\bar{c}_i c_n}{4\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{4\bar{c}_i c_n (1 - 0.33n_i)}{c_n + 4\bar{c}_i - 1.32\bar{c}_i n_i}$
Roller fixed support		$c_i = \frac{\bar{c}_i c_n}{\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{\bar{c}_i c_n (1 - 0.82n_i)}{c_n + \bar{c}_i - 0.82\bar{c}_i n_i}$
Pinned support		$c_i = \frac{3\bar{c}_i c_n}{3\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{3\bar{c}_i c_n (1 - 0.66n_i)}{c_n + 3\bar{c}_i - 1.98\bar{c}_i n_i}$
Simple curvature		$c_i = \frac{2\bar{c}_i c_n}{2\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{2\bar{c}_i c_n (1 - 0.82n_i)}{c_n + 2\bar{c}_i - 1.64\bar{c}_i n_i}$
Double curvature		$c_i = \frac{6\bar{c}_i c_n}{6\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{6\bar{c}_i c_n (1 - 0.16n_i)}{c_n + 6\bar{c}_i - 0.96\bar{c}_i n_i}$
Roller support		$c_i = \frac{0\bar{c}_i c_n}{0\bar{c}_i + c_n}$	$c_i = \frac{\bar{c}_i c_n (0 - 0.97n_i)}{c_n + 0\bar{c}_i - 0.97\bar{c}_i n_i}$
Rotational spring support		$c_i = \frac{\bar{c}_i c_n c^{\#}}{(\bar{c}_i + c_n)c^{\#} + c_n}$	$c_i = \frac{\bar{c}_i c_n [c^{\#} - (1.047n_i + 1.773)n_i]}{c_n (0.591n_i c^{\#} + c^{\#} + 1) + \bar{c}_i [c^{\#} - (1.047n_i + 1.773)n_i]}$
Pinned and rotational spring support		$c_i = \frac{4\bar{c}_i c_n (c^{\#} + 3)}{4\bar{c}_i (c^{\#} + 3) + c_n (c^{\#} + 4)}$	$c_i = \frac{2\bar{c}_i c_n [(c^{\#} + 9) + 24]n_i \pi^2 - 30(c^{\#} + 3)(c^{\#} + 4)}{2\bar{c}_i (c^{\#} + 9) + 24]n_i \pi^2 - 15(c^{\#} + 4)[4\bar{c}_i (c^{\#} + 3) + c_n (c^{\#} + 4)]}$

Figura 3.6 – Expressões da rigidez rotacional de elementos convergentes nos nós de um pilar, para diferentes condições de fronteira na extremidade mais afastada desses elementos, os quais sujeitos ou não a esforço axial, e ainda considerando a presença ligações semi-rígidas; extraído de (Mageirou & Gantes, 2006)

- Critério de rigidez mínima em contraventamentos

Com base na Figura 3.5 é fácil perceber que a rigidez providenciada pelo sistema de contraventamento relativamente aos deslocamentos dos nós do pórtico pode ser representada por uma mola translacional, c_{br} . Com efeito, um pórtico que não está sujeito a deslocamentos laterais possuirá um sistema de contraventamento com grande rigidez, um pórtico que está sujeito a deslocamentos laterais não possui sistema de contraventamento (ou a sua rigidez é negligenciável), e quanto às disposições intermédias de contraventamento refere-se que o pórtico está sujeito a deslocamentos parcialmente impedidos.

Para além do referido anteriormente, é também necessário entender que o conceito de comprimento efectivo de encurvadura de uma coluna num pórtico é não só função das suas propriedades geométricas e mecânicas da coluna, mas também, das propriedades do piso enquanto um todo (condições de suporte e de contraventamento), e da distribuição de cargas ao longo das colunas (Aristizabal-Ochoa, 1997).

Tomando, por exemplo, o caso dos pórticos com deslocamentos é possível assumir como pressuposto (situação mais restritiva) que cada coluna do pórtico encurvará isoladamente em relação às outras colunas, ou seja, não se providencia nenhuma resistência adicional à encurvadura devido à inexistência de interacção entre elementos. Em oposição, num sistema de múltiplas colunas com deslocamentos impedidos ou parcialmente impedidos, cada coluna é definida como alcançando a sua carga crítica quando o modo de instabilidade com deslocamentos do piso inteiro ocorre, contudo a gravidade do fenómeno dependerá da distribuição (diferenciada) das cargas entre as colunas.

Tendo em conta os conceitos expostos, uma coluna parcialmente contraventada (para qualquer tipo de construção em pórtico) é aquela cujo factor de esbelteza K satisfaz o seguinte critério:

$$K_{Unbraced\ column} \geq K_{Partially\ braced\ column} \geq K_{Totally\ braced\ column}$$

Em adição, mencione-se que o factor de esbelteza de uma coluna parcialmente contraventada, $K_{Partially\ braced\ column}$, pode ser inferior a 1,0 mas nunca inferior a $K_{Totally\ braced\ column}$.

Por último, a rigidez mínima necessária para converter um pórtico com deslocamentos permitidos num pórtico com deslocamentos impedidos pode ser determinada utilizando uma equação que compreenda a combinação das situações de contraventamento parcial e total (dependendo apenas dos factores de fixação da coluna), donde resulta a expressão seguinte para uma coluna do pórtico (Aristizabal-Ochoa, 1994):

$$\frac{c_{br}}{EI_c/h_c^3} \approx \frac{2}{5} \pi^2 \left(- \frac{3(4 - \rho_t \rho_b)(\rho_t \rho_b + \rho_t + \rho_b)}{(4 - \rho_t \rho_b)^2} + \frac{\left(\frac{\pi^2(1 - \rho_t)}{3\rho_t} + 4 \right) \left(\frac{\pi^2(1 - \rho_b)}{3\rho_b} + 4 \right) (8(\rho_t^2 + \rho_b^2 + 5) + \rho_t \rho_b (3\rho_t \rho_b + \rho_t + \rho_b - 34))}{(4 - \rho_t \rho_b)^2 \left(\frac{\pi^2(1 - \rho_t)}{3\rho_t} + 2 \right) \left(\frac{\pi^2(1 - \rho_b)}{3\rho_b} + 2 \right)} \right)$$

Onde, $\rho_t = \frac{K_t}{K_t + 3(EI/h)_c}$ e $\rho_b = \frac{K_b}{K_b + 3(EI/h)_c}$ são os factores de fixação referentes aos nós superior e inferior da coluna, respectivamente (para ligações perfeitamente rígidas o factor de fixação é igual a 1,0; para ligações nominalmente rotuladas o factor de fixação é nulo); K_t e K_b são as rigidezes de flexão das ligações da coluna nas extremidades superior e inferior, respectivamente.

3.2 Imperfeições

As estruturas metálicas mesmo com uma execução cuidadosa possuem sempre imperfeições (tensões residuais, ligações com excentricidade, excentricidades das cargas, ausência de verticalidade, falta de linearidade dos elementos, etc.) que introduzem esforços secundários adicionais e que deverão ser

contemplados na análise global e no dimensionamento dos elementos estruturais, (Silva & Gervásio, Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: Métodos avançados, 2007; Simões, 2007) .

Em termos genéricos, os diversos tipos de imperfeições devem ser consideradas com a forma e direcção que conduzem aos efeitos mais desfavoráveis, podendo ser simulados com base no conceito de imperfeição geométrica equivalente ou, caso seja mais conveniente, podem ser substituídas por sistemas de forças horizontais equivalentes.

Na análise global das estruturas em pórtico susceptíveis de instabilizar segundo um modo com deslocamentos laterais devem ser consideradas as imperfeições globais dos pórticos e as imperfeições locais dos elementos.

A imperfeição do tipo encurvadura inicial ao nível dos elementos não necessita ser considerada na análise global da estrutura, desde que os elementos sejam dimensionados à encurvadura com base nas curvas de encurvadura definidas no Eurocódigo 3 na Parte 1-1.

A imperfeição lateral global traduz a falta de verticalidade da estrutura em pórtico e, é definida pelo ângulo ϕ determinado pela expressão seguinte:

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Em que, ϕ_0 é a imperfeição base estabelecida em 1/200; α_h e α_m são coeficientes de redução dependentes da altura total da estrutura h em metros e do número de pilares do pórtico m , com $N_{Ed} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial, sendo definidos por:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Não obstante, é indicado em (Simões, 2007) que a falta de verticalidade dos pilares traduzida pela imperfeição ϕ , pode ser simulada por forças horizontais equivalentes aplicadas ao nível do(s) piso(s) e proporcionais às cargas verticais aplicadas a esse nível, ou ainda serem adicionadas às cargas horizontais exteriores.

Importa referir ainda que segundo (Silva, Simões, & Gervásio, 2010) se pode desprezar as imperfeições laterais em edifícios em pórtico, sempre que a condição seguinte for verificada:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

Onde, H_{Ed} e V_{Ed} são os valores de cálculo das cargas horizontal total e vertical total, transmitidas por um piso.

3.3 Previsão do comportamento da estrutura

Para avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda e às imperfeições globais, primeiramente efectuou-se uma análise elástica de primeira ordem à estrutura reticulada, donde resulta que os pilares têm os esforços indicados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Esforço de compressão actuante nos pilares para a combinação fundamental com acção variável base correspondente à sobrecarga da cobertura (estado limite último)

Frame Number at SAP2000 (ver Figura 2.23)	Esforço de compressão actuante no pilar, N_{Ed}
425	$\approx 30 \text{ kN}$
432	$\approx 35 \text{ kN}$
428	$\approx 230 \text{ kN}$
436	$\approx 220 \text{ kN}$
427	$\approx 250 \text{ kN}$
433	$\approx 220 \text{ kN}$

Efeitos de segunda ordem globais

Com base nas considerações anteriores sobre colunas em edifícios, procedeu-se à determinação do factor de comprimento equivalente de encurvadura das várias colunas existentes no projecto em análise, estando os resultados indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Comparação do factor de esbelteza utilizando diferentes métodos analíticos

Frame Number at SAP2000 (ver Figura 2.23)	Factor de esbelteza no plano da estrutura (Mageirou & Gantes, 2006)	Factor de esbelteza no plano da estrutura (Wood, 1974)	Factor de esbelteza no plano perpendicular à estrutura (Mageirou & Gantes, 2006)	Factor de esbelteza no plano perpendicular à estrutura (Wood, 1974)
425 e 432	$K = 1,15^1$	$K = 1,06^2$	$K = 2,53^3$	$K = 2,00^4$
428 e 436	$K = 0,81^8$ ou $K = 0,82^5$	$K = 0,70^6$	$K = 1,41^7$ ou $K = 1,42^1$	$K = 1,09^2$
427 e 433	$K = 0,82^5$	$K = 0,70^6$	$K = 1,24^1$	$K = 1,09^2$

¹ Considerando todas as ligações semi-rígidas, e o pórtico com deslocamentos laterais.

² Considerando as ligações viga-pilar semi-rígidas, a base da coluna rígida, e o pórtico com deslocamentos laterais.

³ Considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna semi-rígida, e o pórtico com deslocamentos laterais.

⁴ Considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna rígida, e o pórtico com deslocamentos laterais.

⁵ Considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna semi-rígida, e o pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos (considera-se a rigidez axial do contraventamento).

⁶ Considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna rígida, e o pórtico sem deslocamentos laterais.

⁷ Considerando todas as ligações semi-rígidas, e o pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos (não se desprezou a rigidez de flexão do contraventamento).

⁸ Considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna semi-rígida, e o pórtico sem deslocamentos laterais.

Em primeiro lugar, como o sistema de contraventamento longitudinal (constituído pelos elementos centrais das treliças *Vierendeel*) está disposto entre vigas estruturais pode-se assumir que os deslocamentos das vigas contraventadas serão mutuamente dependentes, isto é, a existência do contraventamento torna os deslocamentos mais uniformes, e simultaneamente, melhora a estabilidade lateral das colunas sob a acção de cargas verticais que provocam efeitos de instabilidade. Esta afirmação é facilmente demonstrada pelos resultados encontrados para as colunas 428 e 436 na situação de encurvadura no plano da estrutura (ver Figura 2.23), isto é, o resultado obtido ao assumir-

se que o pórtico não tem deslocamentos impedidos é praticamente igual ao resultado de um pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos (consequência da elevada rigidez do contraventamento).

Um outro aspecto relevante trata-se da rigidez mínima necessária do contraventamento por coluna, para se poder assumir que o pórtico não instabilizará com um modo de deslocamentos laterais, a qual corresponde a $c_{br} \approx 18700 \text{ kN/m}$, conforme proposto por (Aristizabal-Ochoa, 1994). Com efeito, a rigidez axial do contraventamento é igual a $(EA/L)_{contr.} \approx 52500 \text{ kN/m}$, o que excede em demasia a rigidez mínima necessária.

Por outro lado, na direcção transversal da estrutura não existe quaisquer elementos de contraventamento com função de absorver e transmitir às fundações quer os impulsos horizontais necessários à estabilidade quer as acções horizontais (acção do vento) impostas à estrutura (através dos restantes elementos construtivos: cobertura em vidro, equipamentos como a conduta AVAC, etcetera), consequentemente, para absorver essas forças horizontais somente existem as barras do sistema pórtico submetidas a flexões. Evidentemente, uma prova disso são os resultados obtidos para as colunas 428 e 436 quando estas encurvam fora do plano da estrutura (ver Figura 2.23), melhor dizendo, o resultado obtido para um pórtico com deslocamentos permitidos é praticamente igual ao resultado de um pórtico com deslocamentos parcialmente impedidos (consequência da baixa rigidez de flexão do contraventamento longitudinal, $(12EI/L^3)_{contr.} \approx 12,40 \text{ kN/m}$).

Em seguida, tendo em conta os esforços máximos actuantes e os factores de esbelteza indicados anteriormente, procede-se à avaliação do multiplicador de carga crítica mínimo de cada coluna, cujas soluções estão disponibilizadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Determinação do factor de carga crítica das colunas utilizando diferentes métodos analíticos

Frame Number at SAP2000* (ver Figura 2.23)	Multiplicador de carga crítica mínimo (Mageirou & Gantes, 2006)	Multiplicador de carga crítica mínimo (Wood, 1974)
432	$\alpha_{cr} = 17,50$	$\alpha_{cr} = 27,99$
428	$\alpha_{cr} = 10,46$	$\alpha_{cr} = 17,50$
427	$\alpha_{cr} = 12,58$	$\alpha_{cr} = 14,99$
* Na comparação dos métodos analíticos só foram consideradas as colunas com maior esforço de compressão actuante.		

Sintetizando, visto que o factor global α_{cr} (multiplicador de carga crítica da estrutura) pode ser considerado aproximadamente igual ao factor de carga crítica mínimo das colunas, resulta que a estrutura não é sensível aos efeitos de segunda ordem se for conduzida uma análise elástica na estrutura (ou seja, o parâmetro α_{cr} da estrutura é superior 10). De qualquer forma, importa referir que as diferenças obtidas entre os métodos são consideráveis.

Imperfeições globais

Antes de mais, é importante salientar que combinação fundamental associada à acção de sobrecarga da cobertura tem uma carga horizontal total praticamente negligenciável em comparação com a carga vertical total. No entanto, quando há acção do vento (qualquer que seja a sua proveniência) os esforços de compressão nas colunas são mais pequenos (ou mesmo nulos) e os esforços de corte nas colunas são muito maiores; para as combinações fundamentais com o vento como acção variável de base pode-se desprezar as imperfeições laterais do pórtico.

Com base na informação indicada na Tabela 3.2, verifica-se que apenas quatro colunas absorvem um esforço axial N_{Ed} superior a 50% do valor médio da estrutura, e portanto, a imperfeição global do pórtico é fixada em:

$$\alpha_m = 0,79 ; \alpha_h = 1,085 ; \phi = 0,0043$$

Em seguida, procede-se à determinação das cargas verticais envolvidas na estrutura, nomeadamente, o peso próprio dos revestimentos e elementos estruturais (acções permanentes) e a sobrecarga de manutenção (acção variável).

Começando por se determinar a área coberta do vidro (admitindo-se a área de dois rectângulos), vem:

$$A_{vidro} = a_1 \times b_1 + a_2 \times b_2 = 514,81 \text{ m}^2$$

Depois, como a espessura do vidro é de 22 mm, então o volume de vidro envolvido na construção é $11,32 \text{ m}^3$, e tendo em conta que o peso volúmico do vidro é $\gamma_{vidro} = 24 \text{ kN/m}^3$ resulta que a carga vertical devido ao vidro da cobertura é $G_{rev.} = 283,13 \text{ kN}$.

Procedendo de igual forma para os elementos estruturais (desprezando o peso dos elementos auxiliares para concepção e suporte da conduta AVAC), vem:

Tipo de secção	Área (cm^2)	Volume (m^3)
Varão de 40 mm	12,57	0,546
Varão de 50 mm	19,64	0,884
Varão de 25 mm	4,91	0,071
Perfil CHS 168,3 mm	32,10	0,077
Perfil IPE 600	156	1,83
Total		3,408

Com base nesse volume de aço, e admitindo que o peso volúmico do aço é igual a $\gamma_{Aço} = 78,5 \text{ kN/m}^3$, obtém-se a carga vertical devido ao peso dos elementos de $G_{estr.} = 267,52 \text{ kN}$.

Por último, há ainda que adicionar a força vertical devido à sobrecarga de manutenção, cuja acção corresponde à área coberta pelo vidro.

Portanto, adicionando e introduzindo os coeficientes de majorativos das acções, o valor de cálculo da carga vertical total aplicada ao nível da cobertura é dado por:

$$F_{v,Ed} = 1,35 \times G_k + 1,5 \times Q_k \cong 1200 \text{ kN}$$

Concluindo, a força horizontal equivalente a considerar é dada por:

$$F_{H,Imp} = \phi \times F_{vEd} \approx 5,20 \text{ kN}$$

Ou alternativamente, admitindo que a carga é distribuída pela área da cobertura:

$$F_{H,Imp} \approx 0,01 \text{ kN/m}^2$$

4. Verificação da segurança de elementos e ligações estruturais

4.1 Verificação da segurança da viga bi-apoiada com dois balanços

Os cálculos seguintes são referentes a um trecho do comprimento da viga de bordadura (começa na ligação viga-pilar e acaba na extremidade da consola) considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados. Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações indicadas nos Apêndices 5 e 13 sobre contraventamentos e ligações metálicas.

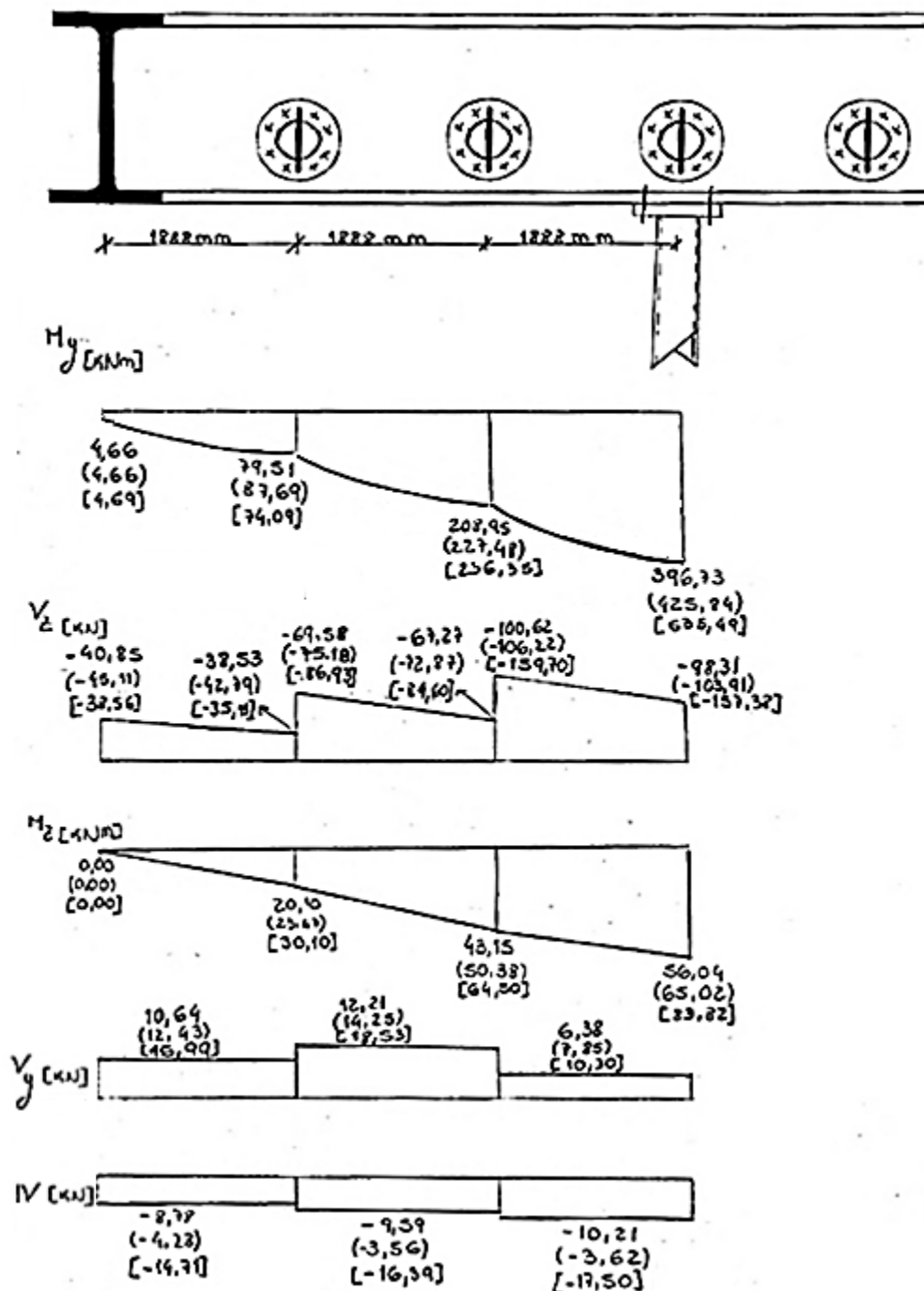


Figura 4.1 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações

Os diagramas de esforços actuantes na viga são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento (cargas ascendentes) sobre a maior dimensão, Figura 4.1.

4.1.1 Influência das ligações

Os diagramas de esforços obtiveram-se através de uma análise elástica de primeira ordem na estrutura, considerando apenas imperfeições globais do pórtico e que as imperfeições locais são incluídas directamente no processo de dimensionamento dos elementos à encurvadura. Os efeitos de segunda ordem (provenientes da geometria deformada) não foram incluídos, porque não aumentam significativamente os esforços ou os deslocamentos, ou modificam o comportamento estrutural de forma relevante.

Numa primeira análise assumiram-se que as ligações viga-pilar funcionam como rótulas cilíndricas e que os pilares são encastrados na base (para efeitos práticos, no geral, o cálculo da estrutura e o dimensionamento dos elementos estruturais é efectuado com base num comportamento estimado para as ligações).

Posteriormente incluiu-se o comportamento real das ligações, para analisar a sua influência na distribuição de esforços e nas deformações da estrutura, e caso o comportamento não esteja próximo do estimado é fundamental (depois de conhecidas as diferenças) averiguar novamente o dimensionamento e a verificação de segurança (as ligações podem exibir um comportamento entre o muito rígido e o extremamente flexível, as quais se classificam como semi-rígidas).

- Modelação das ligações

Previamente à modelação de uma ligação semi-rígida através de uma mola com rigidez rotacional S_j , é habitual idealizar o seu comportamento rotacional (baseado no método das componentes, o qual é fornecido no EC3 - Parte 1.8) a partir da curva momento-rotação, na qual estão associadas propriedades fundamentais da ligação: rigidez rotacional ($S_{j,ini}$), momento-resistente ($M_{j,Rd}$) e a capacidade de rotação (ϕ_{cd}). Não obstante, o EC3 – Parte 1.8 recomenda que quando o momento actuante não excede $2/3 M_{j,Rd}$ se utilize a rigidez inicial $S_{j,ini}$, caso contrário deve-se utilizar uma rigidez equivalente $S_{j,ini}/\eta$ em todo o domínio, sendo o parâmetro η dependente do tipo de ligação.

Para o projecto em estudo, a modelação da rigidez das bases das colunas (duplamente simétricas) foi efectuada através da introdução de molas com rigidez rotacional S_j (iguais em torno dos eixos y-y e z-z) correspondente ao momento flector actuante $M_{j,Ed}$, e em relação às ligações viga-pilar optou-se por modificar a rigidez dos troços rígidos que modelam os efeitos produzidos pela dimensão finita dos perfis (diferenças entre o comprimentos real e o seu correspondente no cálculo definido para os centros de gravidade), para uma rigidez equivalente que correspondesse à presença de uma mola na ligação (garantido a igual rotação):

$$\frac{M_j}{S_j} = \frac{M_j}{E \times I_j} \times L_j \Leftrightarrow I_j = \frac{S_j \times L_j}{E}$$

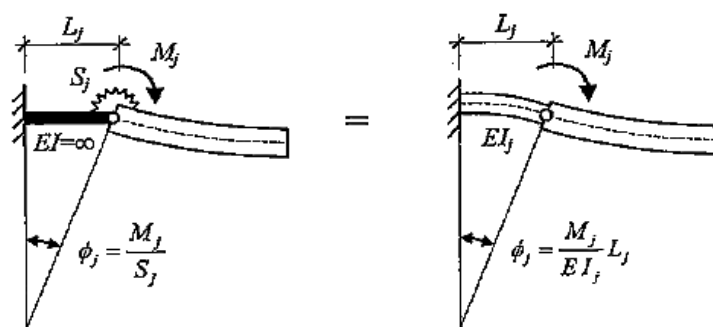


Figura 4.2 – Modelação da rigidez de uma ligação, (Simões, 2007)

Refira-se que, normalmente, dentro dos graus de liberdade associados à ligação (dois momentos flectores, um momento torsor, dois esforços transversos e um esforço axial), aquele que mais influencia os resultados da análise estrutural está relacionado com a deformabilidade à flexão em torno do eixo de maior inércia, pois os restantes ou possuem uma deformabilidade reduzida, ou os esforços mobilizados são pouco significativos (devido à sua pouca importância podem ser modelados com rigidez infinita ou nula). É por esta razão que, num modo geral, na modelação se assume que as deformabilidades dos elementos por esforço transversal e esforço axial são desprezáveis.

Em conclusão, ao levar-se em consideração no modelo estrutural o comportamento real das ligações através de molas rotacionais, as quais têm comportamento elástico com a rigidez tangente/secante da ligação, os momentos flectores da secção crítica passam a ser os seguintes:

Secção de apoio (ligação viga-pilar)	Momento flector actuante em torno do eixo y-y	Momento flector actuante em torno do eixo z-z
Comportamento estimado	$M_{y,Ed} = 396,73 \text{ kNm}$	$M_{z,Ed} = 55,04 \text{ kNm}$
Comportamento real	$M_{y,Ed} = 425,84 \text{ kNm}$	$M_{z,Ed} = 65,02 \text{ kNm}$

Melhor dizendo, há um aumento dos momentos flectores na secção da viga junto ao apoio devido à consideração da rigidez das ligações (existem alguns autores (Silva & Gervásio, 2007) que constatarem a ocorrência de alterações nos esforços em pórticos planos – viga apoiada por dois e três apoios).

4.1.2 Estimativa do comportamento das ligações

- Classificação da secção

Como a secção transversal do elemento já é conhecida, procede-se à definição da sua classe segundo o EC3 para na secção mais esforçada, que pelo diagrama de esforços corresponde à secção junto do apoio.

Para classificar o banzo de forma simplificada (situação mais desfavorável) admite-se que este apenas é sujeito a compressão (desprezando os efeitos de concordância):

$$\frac{c}{t_f} \approx \frac{\frac{b - t_w}{2}}{t_f} = 5,47 < 9\varepsilon = 8,28$$

Logo, o banzo é de classe 1.

Para classificar a alma, primeiro, há que determinar a zona plastificada da alma c_N devido ao esforço normal de compressão:

$$N_{Ed} = c_N \times t_w \times f_y \Leftrightarrow c_N = 3,09 \text{ mm}$$

Adoptando a hipótese das tensões produzidas pelo momento flector actuante segundo o eixo z-z não serem relevantes, em seguida, determina-se a altura da zona da alma comprimida:

$$c_H = \frac{c}{2} + \frac{c_N}{2} = 282,5 \text{ mm}$$

Depois, a relação da zona da alma comprimida e a altura total da alma:

$$\alpha_H = 0,503 > 0,50 \quad ; \quad \frac{c}{t_w} = 46,83 < \frac{396\varepsilon}{13\alpha_H - 1} = 65,77$$

Logo, a alma é de classe 1.

Concluindo, a secção é de classe 1.

- Verificação da resistência das secções transversais

Para determinar o esforço transversal plástico resistente segundo o eixo z-z considera-se a seguinte expressão:

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = 1330,19 \text{ kN}$$

A verificação da resistência à encurvadura da alma (não reforçada) por esforço transversal, considerando conservativamente $\eta = 1$, pode ser dispensada pela seguinte condição:

$$\frac{h_w}{t_w} = 46,83 < 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta} = 66,2$$

Logo, é dispensada a verificação.

Como $V_{Ed} < 0,5V_{pl,z,Rd}$, não há interacção de flexão com esforço transversal, e por isso, não é necessário reduzir o momento flector resistente da secção.

A resistência da secção ao esforço transversal segundo o eixo y-y é dado por:

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = 1327,33 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed} < 0,5 \times V_{pl,y,Rd}$ então não existe interacção da flexão com esforço transversal, pelo que não é necessário reduzir o momento flector resistente da secção.

O esforço axial plástico para verificação da flexão composta é dado por:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 4290 \text{ kN}$$

Com base dimensões da alma e na verificação das seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \quad e \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Conclui-se que não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de y devido ao esforço axial, ou seja:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 965,8 \text{ kNm}$$

E analogamente, também não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de z, ou seja:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 133,54 \text{ kNm}$$

A flexão composta desviada é verificada através do seguinte condição:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Sendo $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,002$, temos que $\alpha = 2$ e $\beta = 1$, porque se trata de uma secção IPE:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta = 0,90 \leq 1,0$$

O que significa que a secção IPE 600, em aço S 276, possui capacidade suficiente para resistir aos esforços aplicados.

- Verificação da estabilidade do elemento

Para verificação de estabilidade do elementos, como ele está submetido à combinação de flexão desviada com compressão, e a sua secção é de classe 1, temos que a segurança está garantida quando satisfeitas as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0$$

Os factores de interacção $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ podem ser obtidos pelo método 2 do EC3. Admitindo que a encurvadura lateral constitui o modo de instabilidade relevante, pois, o elemento em análise é uma secção aberta de paredes finas com $I_T < I_y$ sendo susceptível de sofrer de deformações de torção.

As resistências características da secção dadas por:

$$N_{Rk} = A \times f_y = 4290 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \times f_y = 965,8 \text{ kN} ; \quad M_{z,Rk} = W_{pl,z} \times f_y = 133,54 \text{ kN}$$

Os coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão χ_y e χ_z são calculados a seguir:

- Plano x-z (encurvadura em torno de y)

A determinação do comprimento de encurvadura para o problema apresentado na Figura 4.3 pode ser feita com base na literatura (Reis & Camotim, 2012), contudo para a sua aplicação é necessário calcular os parâmetros auxiliares seguintes (desprezando o esforço axial actuante na viga):

$$\alpha = \frac{m}{\phi} = 5887,1 \text{ kNm/rad} ; \quad \beta = \frac{\alpha \times L}{E \times I} \cong 7,26$$

Onde, α é a rigidez rotacional da ligação e β é o quociente entre a rigidez da ligação e a rigidez de flexão do elemento. Saliente-se ser assumido que a linha de acção da carga somente passa segunda vez na horizontal aquando a secção de apoio (ligação vigar-pilar).

Portanto,

$$L_{E,y} \approx 1,48 \times L = 8,38 \text{ m}$$

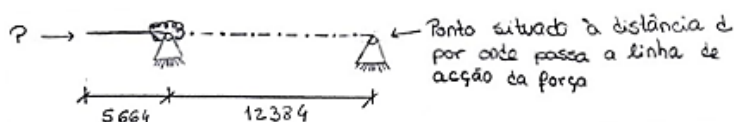


Figura 4.3 – Modelo estrutural constituído uma viga contínua com um tramo em consola, e com um apoio modelado por uma mola rotacional

- Plano x-y (encurvadura em torno de z)

Admitindo que os elementos de contraventamento impedem o movimento em torno do eixo da secção da viga em que estão suportados (ver Figura 4.4), temos que:

$$L_{E,z} = 1,888 \text{ m}$$

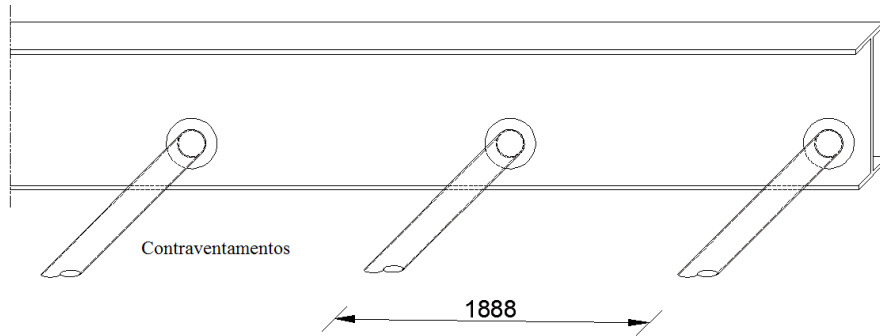


Figura 4.4 – Troço da viga (de bordadura) contraventada lateralmente

Em seguida, calculam-se as esbeltezas relativas aos eixos principais de flexão e a esbelteza de referência:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,8$$

$$\lambda_y = \frac{L_{E,y}}{i_y} = 51,98 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,60$$

$$\lambda_z = \frac{L_{E,z}}{i_z} = 40,51 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,47$$

Segundo o EC3, a opção da curva de encurvadura lateral é dependente das características geométricas, e para perfil em I laminado sucederá:

$$\frac{h}{b} = 2,72 > 1,2 \quad e \quad t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Para a flexão em torno de y é necessário adoptar a curva a ($\alpha_c = 0,21$), e assim obtém-se o factor de redução devido à encurvadura por flexão:

$$\Phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_c \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,72 \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,89$$

Para a flexão em torno de z, é necessário adoptar a curva b ($\alpha_c = 0,34$), e o factor de redução devido à encurvadura por flexão vem igual a:

$$\Phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_c \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,66 \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,89$$

Os valores das cargas críticas à encurvadura por flexão (em torno dos eixos y-y e z-z) são dados por:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{E,y}^2} = 11964,03 \text{ kN} ; N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{E,z}^2} = 19861,9 \text{ kN}$$

Tendo em conta que as cargas aplicadas no banzo superior da viga não possuem efeito destabilizante, e assumindo que, pelo facto de os contraventamentos estarem no banzo traccionado da viga, existe restrição total lateral e torsional (mas a restrição à flexão e ao empenamento é desprezável), então os troços da viga entre contraventamentos possuem restrições à encurvadura lateral igual às do “caso padrão”.

O momento crítico, para a situação de um elemento sujeito a momentos de extremidade, é dado da seguinte maneira:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times \frac{\pi \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}}{L_b}$$

Com,

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \times \left[\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j) \right]$$

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}} ; \zeta_g = \frac{\pi \times z_g}{k_z \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}} ; \zeta_j = \frac{\pi \times z_j}{k_z \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

Os valores para os coeficientes C_1, C_2, C_3 em função do tipo de carregamento, condições de apoio, geometria e propriedades da secção transversal, são fornecidos em (Koleková & Baláz, 2012).

Como o parâmetro correspondente à proporção de momentos de extremidade é igual a (ver Figura 4.13):

$$\psi_{LT} \cong 0,50$$

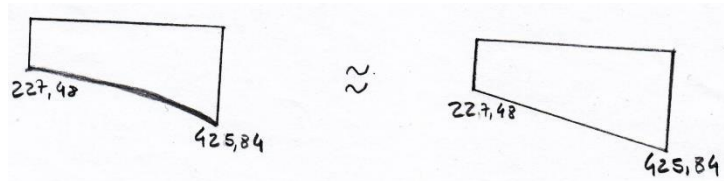


Figura 4.5 – Aproximação do parâmetro que define a proporção de momentos de extremidade no eixo de flexão y-y

Então,

$$\psi_{LT} = 0,50 \text{ e } k_{wt} = 3,51 \geq 1,0 \Rightarrow \begin{cases} C_1 = 1,32 \\ C_2 = 0,0 \\ C_3 = 1,0 \end{cases}$$

Refira-se que o cálculo das parcelas relacionadas com ζ_g e ζ_j é desnecessário porque o coeficiente C_2 é nulo e a secção é duplamente simétrica.

Portanto,

$$\mu_{cr} = 2,82 ; M_{cr} = 7829,29 \text{ kNm}$$

Com base no momento crítico obtém-se o coeficiente de esbelteza adimensional relativo à encurvadura lateral, através da expressão seguinte:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_{yd}}{M_{cr}}} = 0,35$$

Tratando-se de uma secção laminada em I, com $\frac{h}{b} > 2$, o coeficiente de imperfeição é dado por $\alpha_{LT} = 0,34$ (curva b), e pela aplicação do método geral previsto no EC3 para determinar o coeficiente de redução, obtém-se:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,59 ; \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,94$$

Com os parâmetros calculados anteriormente, determinam-se os factores de interacção k_{ij} provenientes do método 2 do EC3, tendo em conta que a secção do elemento em análise não é susceptível de sofrer deformações de torção.

Para o diagrama de momentos flectores actuantes na direcção y-y (ver Figura 4.5), o parâmetro relativo à proporção de momentos de extremidade, e o respectivo coeficiente de momento uniforme equivalente, são:

$$\psi_y \approx 0,5 \Rightarrow C_{my} = 0,6 + 0,4 \times \psi_y = 0,8$$

Portanto,

$$k_{yy} = C_{my} \times \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} \right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,8 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} \right)$$

$$\Leftrightarrow k_{yy} = 0,8 \leq 0,8$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,48$$

Para o diagrama do momento em torno de z, obtém-se:

$$\psi_z = 0,77 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,91$$

Portanto,

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left(1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} \right) \leq C_{mz} \times \left(1 + 1,4 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} \right)$$

$$\Leftrightarrow k_{zz} = 0,91 \leq 0,913$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,55$$

Todavia, como se trata de um elemento de nós móveis no plano do pórtico é necessário considerar um factor $C_{my} = 0,9$, obtendo-se assim:

$$k_{yy} = 0,9 \text{ e } k_{zy} = 0,54$$

E com base nos coeficientes obtidos, a segurança é verificada pelas condições seguintes:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = 0,80 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = 0,91 \leq 1,0$$

Uma vez verificadas as duas condições anteriores, conclui-se que o perfil IPE 600 verifica a segurança em relação aos esforços actuantes de acordo com o EC3.

4.1.3 Comportamento real das ligações

- Classificação da secção

Como se trata do mesmo elemento e apenas há pequenas diferenças no que se refere aos esforços actuantes, então na classificação de secção temos que a secção mais esforçada continua a ser de classe 1.

- Verificação da resistência da secção transversal

Tal como já referido anteriormente, o esforço transversal e o esforço axial são suficientemente baixos para não seja necessária redução de resistência da secção relativamente à combinação com flexão.

Prosseguindo à verificação da segurança da secção à flexão desviada, mas agora utilizando os valores dos momentos flectores provenientes de uma modelação em que as ligações possuem molas rotacionais, e tendo em conta os parâmetros $\alpha = 2$ e $\beta = 1$ determinados anteriormente:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta = 0,97 \leq 1,0$$

O que significa que a consideração da rigidez das ligações não produziu implicações na escolha da dimensão da secção da viga.

- Verificação da estabilidade do elemento

Ora, como o elemento é o mesmo e apenas há pequenas diferenças no que se refere aos esforços actuantes, resulta que todos os factores de interacção, coeficientes de redução devidos à encurvadura e outros parâmetros calculados anteriormente são iguais.

Prosseguindo à verificação da estabilidade do elemento, mas agora utilizando os valores dos momentos flectores provenientes de uma modelação em que as ligações possuem molas rotacionais, então a segurança é verificada com base nas condições seguintes:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = 0,85 \leq 1,0$$
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = 0,96 \leq 1,0$$

O que significa que a consideração da rigidez das ligações não produziu implicações na escolha da dimensão da secção da viga.

4.2 Verificação da segurança da viga celular

Os cálculos seguintes são referentes a um trecho do comprimento da viga celular (começa no apoio do núcleo do elevador e acaba na extremidade da consola) considerando o período de utilização da estrutura. Apenas os estados limites últimos são verificados.

Os diagramas de esforços actuantes na viga celular (resultantes de uma análise elástica) são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento sobre a maior dimensão do edifício.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas nos Apêndices 4, 5 e 7 sobre concepção de apoios, contraventamentos e vigas celulares, respectivamente.

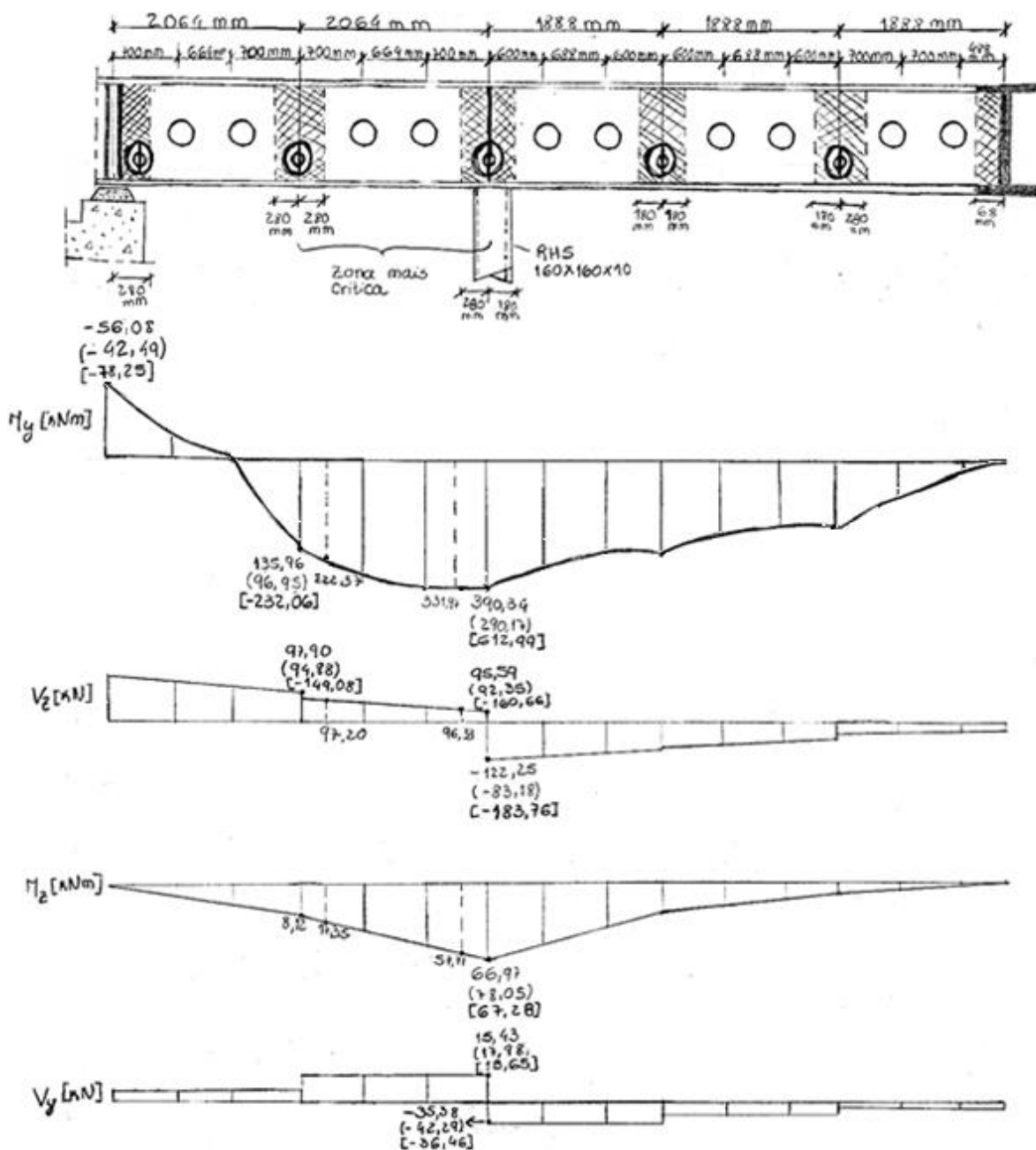


Figura 4.6 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações

Secção com aberturas

Zona de influência de uma abertura

É fácil entender que a resistência de uma viga celular é resultado da presença de reforços (transversais, longitudinais ou anelares) e da zona de influência das aberturas.

A verificação ao esforço transversal e ao momento flector pode ser definida pela área total da secção desde que a sua localização se encontre fora da zona de influência da abertura, ou seja:

$$a_z = a_0 + 2a_p$$

Onde, a_p é o comprimento da zona de influência para a alma não reforçada:

$$a_p = \begin{cases} 0,9 \times d_o & \text{se } d_w/t_w \leq 90\varepsilon \\ \text{Min} \left\{ d_w ; \frac{d_w}{t_w} \times \frac{d_o}{100\varepsilon} \right\} & \text{se } d_w/t_w > 90\varepsilon \end{cases}$$

Com base nas dimensões da alma, $d_w/t_w = 42,83$, obtém-se:

$$a_p = 0,9 \times d_o = 270 \text{ mm}$$

Classificação do espaçamento entre aberturas

O espaçamento adoptado entre aberturas permite averiguar se existe interacção entre aberturas sucessivas. Considera-se que não há influência conjunta dos efeitos desfavoráveis de aberturas sucessivas se (aberturas individuais):

$$w = \text{Max} \left\{ 1,5d_o ; d_o \times \frac{V_{sd}}{V_{c,Rd} - V_{sd}} \right\}$$

Como simplificação, ir-se-á adoptar:

$$w = 1,5d_o = 450 \text{ mm}$$

Esta condição só é ultrapassada se o esforço transversal actuante exceder 60% do esforço transversal resistente. Esta situação só é geralmente condicionante quando existem aberturas junto dos apoios, o que neste caso não ocorre.

Sendo

$$s = d_o + w \Leftrightarrow s = 2r_o + w = 750 \text{ mm}$$

Conclui-se que a análise não pode ser efectuada considerando aberturas individuais.

Classificação da secção com aberturas

Para definir a classe de secção em vigas com aberturas deve-se analisar distintamente a secção transversal inteira e a secção transversal com aberturas.

A secção transversal inteira segue os critérios usuais de classificação dispostos no Eurocódigo 3 para os elementos externos e internos. Note-se que os banzos (elementos externos) mantêm-se inalterados e assim têm a mesma classe que a secção sem aberturas.

Os efeitos locais da flexão provocam dupla curvatura nos tês que por consequência modificam a classificação da secção para flexão *Vierendeel*. Nas zonas com aberturas, a classe de secção para a alma dos tês é verificada pela condição:

- Classe 2

$$l_0 \leq 32 \times t_w \times \varepsilon \quad \text{ou} \quad b_w \leq \frac{10 \times \varepsilon \times t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32 \times \varepsilon \times t_w}{l_0} \right)^2}}$$

Em aberturas circulares, o comprimento efectivo da faixa da alma é definido assumindo um ponto com restrição efectiva à encurvadura na altura da faixa da alma:

$$l_e = 0,5 \times \sqrt{w^2 + d_0^2} \leq 0,7 \times d_0$$

Adoptando o espaçamento mínimo entre aberturas definido em projecto, tem-se:

$$l_e = 224,48 \text{ mm} \leq 210 \text{ mm}$$

Logo, adopta-se $l_e = 210 \text{ mm}$.

$$l_0 = 210 \leq 32 \times t_w \times \varepsilon = 353,28 \text{ mm}$$

Deste modo, a alma da secção perfurada é de classe 2 (a outra condição deixa de ser aplicável).

Modos de Rotura

As seguintes verificações deverão ser realizadas:

- Flexão *Vierendeel* nos tês (efeito local)
- Encurvadura e flexão da faixa da alma (efeito local)
- Capacidade da viga ao corte (efeito global)
- Capacidade da viga à flexão (efeito global)
- Resistência global da viga à encurvadura (efeito global)

Método de análise simplificado

Forças actuantes de corte vertical e horizontal nas aberturas

A força de corte vertical ao nível das aberturas é,

$$(i) \quad V_{Ed,y} = 2 \times V_i = 97,20 \text{ kN} \Rightarrow V_i = 48,6 \text{ kN}$$

$$(i+1) \quad V_{Ed,y} = 2 \times V_{i+1} = 96,33 \text{ kN} \Rightarrow V_{i+1} = 48,17 \text{ kN}$$

Portanto,

$$V_{t\hat{e},sd} = \text{Max}\{V_i; V_{i+1}\} = 48,6 \text{ kN}$$

Assumindo que nenhum momento local *Vierendeel* actua no eixo médio das aberturas, a força axial dos tês depende apenas da sua posição no vão do momento flector.

Essa força axial é definida por:

$$(i) \quad T_i = \frac{M_i}{(h-2y_0)} = 585,47 \text{ kN}$$

$$(i+1) \quad T_{i+1} = \frac{M_{i+1}}{(h+2y_0)} = 737,7 \text{ kN}$$

Em que,

$$2y_0 = \frac{h - d_0}{2} = 150 \text{ mm} \Rightarrow y_0 = 75 \text{ mm}$$

O corte na faixa da alma, deduzido por equilíbrio horizontal, é causado pela mudança das forças axiais nos tês, as quais ocorrem para resistir à flexão global.

A força de corte horizontal é dada por,

$$2 \times V_{h,sd} = \left| \frac{M_{i+1} - M_i}{h - 2y_0} \right| = 152,24 \text{ kN} \Rightarrow V_{h,sd} = 76,12 \text{ kN}$$

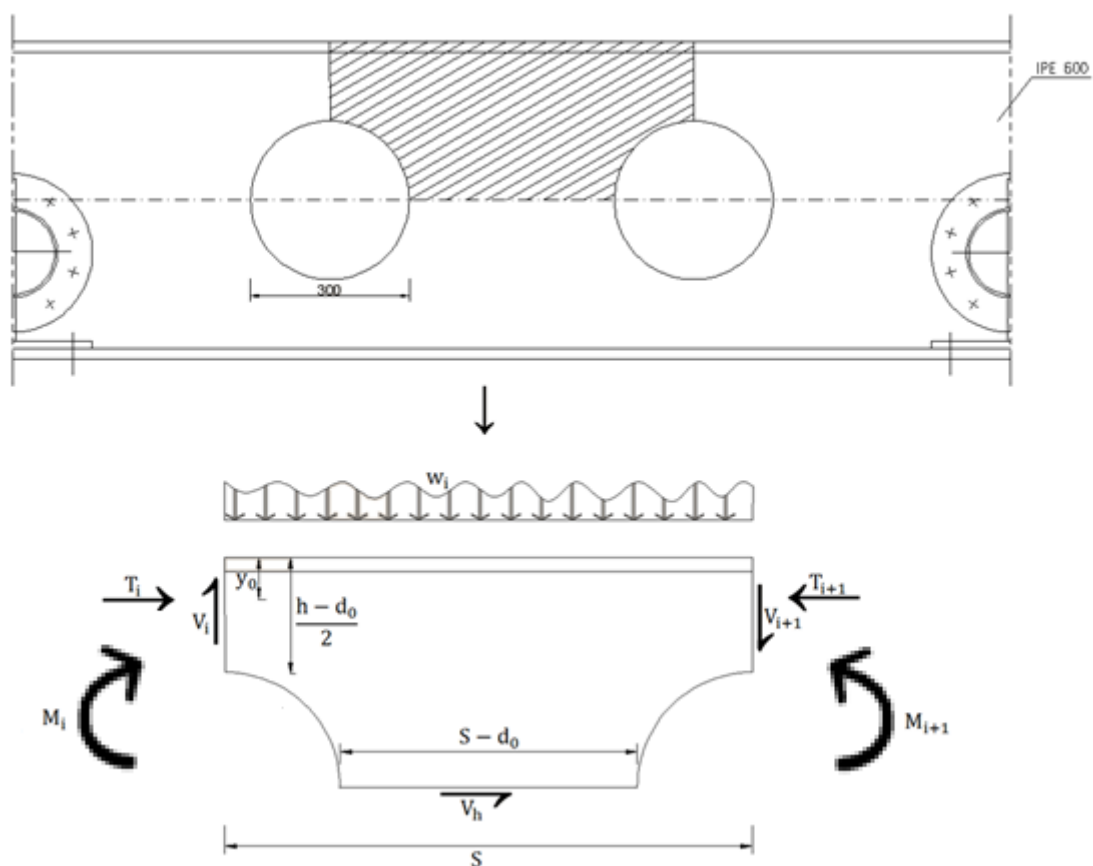


Figura 4.7 – Forças locais actuantes no tê superior em uma abertura da alma

Resistência ao esforço transversal horizontal e vertical

Para garantir a resistência à rotura por corte (ver Figura 4.8), há que verificar:

$$\frac{V_{h,Sd}}{s - d_0} < \frac{1}{\sqrt{3}} \times t_w \times f_y \Rightarrow 109,12 \text{ kN/m} < 1905,26 \text{ kN/m}$$

E,

$$\frac{V_{tê,Sd}}{h - d_0} < \frac{1}{\sqrt{3}} \times t_w \times f_y \Rightarrow 162 \text{ kN/m} < 1905,26 \text{ kN/m}$$

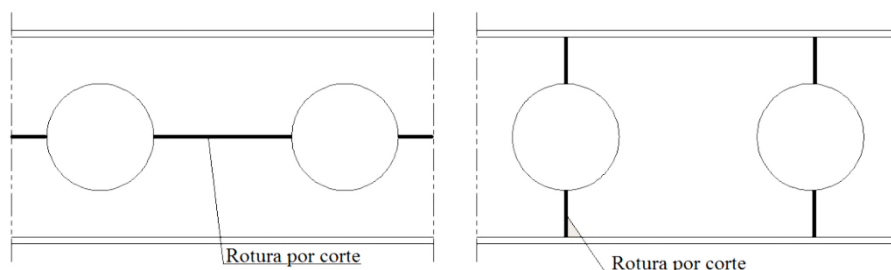


Figura 4.8 – Possíveis roturas por corte na secção perfurada

Resistência à encurvadura e flexão na faixa da alma

Como o espaçamento entre aberturas, w , é inferior ao especificado na pré-norma do Eurocódigo 3, para que não ocorra interacção de efeitos desfavoráveis entre aberturas sucessivas, deve verificar-se a resistência à encurvadura e á flexão na faixa da alma.

Contudo, a aplicabilidade dos processos de dimensionamento sugeridos pela pré-norma do Eurocódigo 3 às vigas celulares está limitada aos seguintes limites geométricos⁵ (dimensões transversais e longitudinais das aberturas):

$$1,25 \leq \frac{h}{d_0} \leq 1,75 \quad e \quad 1,08 \leq \frac{s}{d_0} \leq 1,5$$

Relativamente ao caso em estudo (adoptando o espaçamento mínimo entre aberturas definido em projecto), tem-se:

$$\frac{h}{d_0} = 2,0 \quad ; \quad \frac{s}{d_0} = 2,21$$

Qualquer dos valores definidos em projecto excede os limites superiores indicados; porém, crê-se que está do lado da segurança adoptar os limites superiores definidos acima, porque correspondem à situação de aberturas maiores e menos espaçadas.

Critério de dispensa da verificação

Para uma alma não reforçada, os efeitos de encurvadura na faixa da alma podem ser ignorados caso se verifiquem as condições seguintes:

$$\frac{d_0}{t_w} \leq 20 \quad e \quad \frac{w}{d_0} \geq 0,7$$

Neste caso, $\frac{d_0}{t_w} \leq 20\varepsilon$, pelo que há que verificar a encurvadura da faixa da alma.

• Método 1 – Curvas de dimensionamento

A alma da viga com múltiplas aberturas e sem reforços transversais deverá satisfazer:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 60\varepsilon \Rightarrow 25 \leq 55,2$$

A capacidade de flexão e encurvadura da faixa da alma pode ser considerada na secção transversal crítica usando a equação:

$$\frac{M_{el,w,red}}{M_{el,w}} = c_1 \times \frac{s}{d_0} - c_2 \times \left(\frac{s}{d_0}\right)^2 - c_3 \quad , \quad M_{el,w,red} \leq 0,6M_{el,w}$$

Em que,

$\frac{d_0}{t} = 25$ predispõe um melhoramento significativo na resistência da secção (possibilita a alteração do modo de rotura de encurvadura para rotura por flexão);

$\frac{s}{d_0} = 2,21$ predispõe um ligeira melhoria na resistência da secção.

⁵ Saliente-se que a pré-norma do Eurocódigo 3 relativamente aos limites geométricos verticais não estabelece um limite superior da aplicação.

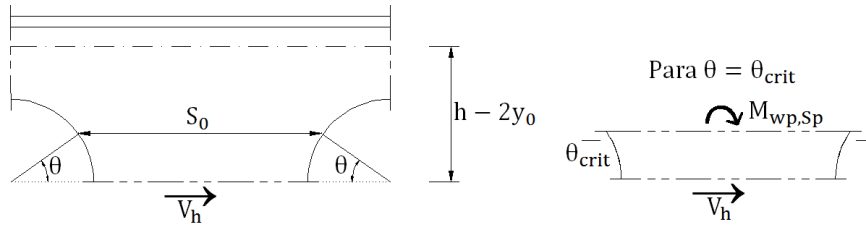


Figura 4.9 – Determinação da secção crítica por alteração do ângulo de rotação

Com base nos parâmetros anteriores, é possível adoptar a simplificação seguinte:

$$M_{el,w,red} \leq 0,6M_{el,w}$$

Relativamente ao ângulo de rotação crítico, sabe-se que para $\frac{s}{d_0} \geq 1,50$, $\theta_{crit} \geq 32^\circ$ (ver Gráfico 1 do Apêndice 7). Logo,

$$M_{wp,sd} = V_h \times \frac{d_0}{2} \times \text{sen}(\theta_{crit}) \cong 6,05 \text{ kNm}$$

Resistência ao esforço transverso na faixa da alma

A resistência ao corte horizontal da faixa da alma é definida pela expressão:

$$V_{h,Rd} = \frac{A_{tê,h} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

A área resistente ao corte horizontal (secção transversal mínima da faixa da alma) é dada por:

$$A_{tê,h} = 0,9 \times (s - d_0) \times t_w = 39,31 \text{ cm}^2$$

Logo, $V_{h,Rd} = 624,16 \text{ kN}$.

Interacção do momento flector com forças de corte

Como $V_{h,sd} < 0,5V_{h,Rd}$, não é necessário reduzir a espessura da alma da viga para a combinação de momento flector com o esforço transverso.

O momento flector resistente na secção crítica é dado por:

$$M_{h,el} = \frac{s_0^2 \times t_w \times f_y}{6}$$

Onde, $s_0 = w + d_0 \times (1 - \cos(\theta_{crit})) \cong 409,59 \text{ mm}$

Logo, $M_{h,el} = 92,27 \text{ kNm}$

A verificação da secção crítica deverá satisfazer:

$$\frac{M_{wp,sd}}{M_{h,el,red}} \leq 1,0 \Rightarrow 0,11 \leq 1,0$$

Saliente-se que as forças de corte resistidas pelas secções em tê acima e abaixo da abertura são iguais. Como tal, o momento a meia altura da faixa da alma é nulo.

- Método 2 – Modelo de escora

Para secções perfuradas com aberturas circulares na alma, o comprimento efectivo da escora é assumido igual à distância diagonal através da faixa da alma:

$$l_e = 0,5 \times \sqrt{s_0^2 + d_0^2} \leq 0,7d_0$$

Desprezando a interacção entre aberturas com espaçamento grandes, s_0 é definido por:

$$s_0 = \begin{cases} w, & \text{se } \frac{w}{d_0} \leq 1,0 \\ d_0, & \text{se } \frac{w}{d_0} > 1,0 \end{cases}$$

Como $\frac{w}{d_0} > 1,0$, $s_0 = w = d_0$. Assim:

$$l_e = 212,13 \text{ mm} \leq 210 \text{ mm} \Rightarrow l_e = 210 \text{ mm}$$

A encurvadura pode ser analisada considerando que a força de compressão aplicada sobre o bordo da abertura é dada por:

$$N_{w,Ed} = \begin{cases} V_{h,Ed}, & \frac{s}{h - 2y_0} \leq 1 \\ V_{tê,Ed}, & \frac{s}{h - 2y_0} > 1 \end{cases}$$

Mas, visto que:

$$\frac{s}{h - 2y_0} = 1,48$$

$$N_{w,Sd} = V_{tê,Sd} = 48,6 \text{ kN}$$

A largura efectiva da faixa da alma resistente à compressão é igual a metade da largura da faixa da alma, $b_e = \frac{w}{2} = 182 \text{ mm}$.

Para o coeficiente de redução χ do modo de encurvadura, considera-se a esbelteza efectiva da faixa da alma:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{12} \times \frac{l_e}{t_w} \times \frac{1}{\lambda_1} = 0,702$$

Para uma curva de encurvadura b , o factor de imperfeição é $\alpha = 0,34$.

Donde resulta,

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,832$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,78$$

Logo, $N_{w,Rd} = 468,47 \text{ kN}$, mas $N_{w,Rd} \leq 360,36 \text{ kN}$

Concluindo, $N_{w,Sd} = 48,6 \text{ kN} < N_{w,Rd} = 360,36 \text{ kN}$.

Encurvadura do tê comprimido no plano da alma

Para dispensa da verificação à encurvadura do tê comprimido (constituído pelo banzo e pela parte adjacente da alma) há que garantir⁶:

$$\frac{l_e}{3} > d_{\{1,2\}} \Rightarrow \frac{210}{3} < 150 \text{ mm}$$

Ou alternativamente, a partir da altura mínima da alma do tê:

$$d_{\{1,2\}} \geq 0,16 \times d_w$$

$$d_1 = d_2 = 131 \geq 89,92 \text{ mm}$$

Esta última condição, a qual está verificada, coincide com a altura estritamente necessária para dispensar a verificação.

Flexão Vierendeel nos tês

- Método 1 – Abordagem de Sahmel (formação da 1ª rótula plástica)

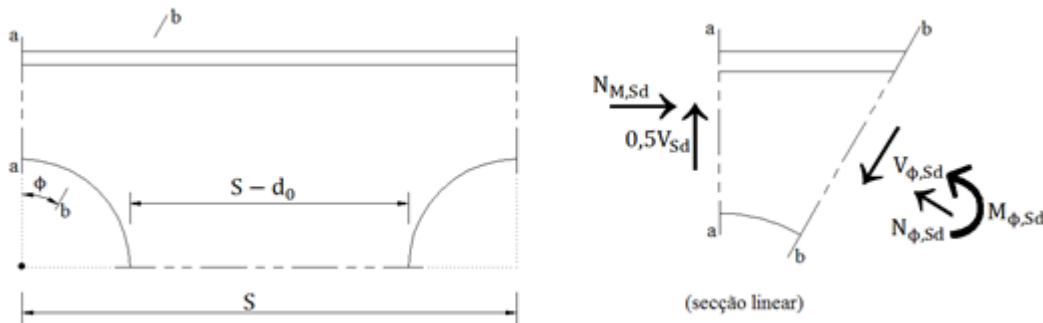


Figura 4.10 – Abordagem de Sahmel para viga curva (secção linear)

Na pré-norma do Eurocódigo 3 é sugerido o método de Sahmel para determinar a secção crítica de um tê. As aberturas circulares podem ser reduzidas para $0,9d_0$ no cálculo da resistência à flexão Vierendeel dos tês.

A combinação de forças no tê, isto é, a interacção entre o momento Vierendeel e a força axial é determinada usando a seguinte equação linear de interacção:

$$\frac{N_{\phi,Sd}}{N_{\phi,Rd}} + \frac{M_{\phi,Sd}}{M_{\phi,Rd}} \leq 1,0$$

O esforço transversal $0,5 \times V_{Sd}$ e o esforço axial actuantes $N_{M,Sd}$ são dados por:

$$0,5 \times V_{Sd} = 48,17 \text{ kN} \Rightarrow 0,5 \times V_{Sd} = V_{i+1}$$

$$N_{M,Sd} = 737,7 \text{ kN} \Rightarrow N_{M,Sd} = T_{i+1}$$

Logo,

$$T/V = 15,31$$

Relativamente ao ângulo de rotação crítico, sabe-se que para $\frac{h}{d_0} \geq 1,75$ e $\frac{T}{V} \cong 15$, obtém-se um ângulo $\theta_{crit} \approx 21^\circ$ (ver Gráfico 5 do Apêndice 7).

⁶ Como a presente secção é bissimétrica, $d_1 = d_2$.

Para determinar o centro geométrico para $\theta = 0^\circ$ utiliza-se a expressão seguinte:

$$y_{CG} = \frac{\left(\frac{h-d_0}{2}\right)^2 \times t_w + (b_f - t_w) \times t_{bf}^2}{2 \times \left(t_w \times \left(\frac{h-d_0}{2}\right) + (b_f - t_w) \times t_{bf}\right)} = 30,00 \text{ mm}$$

Para $\theta_{crit} \approx 21^\circ$ o centro geométrico é determinado por:

$$y_{CG,crit} = \frac{(h'_w + t'_{bf})^2 \times t_w + (b_f - t_w) \times t_{bf}'^2}{2 \times (t_w \times (h'_w + t'_{bf}) + (b_f - t_w) \times t_{bf}')}$$

Em que a espessura do banzo t'_{bf} e a altura da alma h'_w são definidos por:

$$t'_{bf} = \frac{t_{bf}}{\cos(\theta)} = 20,35 \text{ mm} ; h'_w = \frac{\frac{h}{2} - t_{bf}}{\cos(\theta)} = 150,99 \text{ mm}$$

Logo, $y_{CG,crit} = 34,86 \text{ mm}$.

O esforço axial actuante $N_{\phi,Ed}$ e o momento flector actuante $M_{\phi,Ed}$, ambos na secção crítica do tê, são dados por:

$$N_{\phi,Ed} = T \times \cos(\theta_{crit}) - V \times \sin(\theta_{crit}) = 671,44 \text{ kN}$$

$$M_{\phi,Ed} = T \times (y_{CG,crit} \times \cos(\theta_{crit}) - y_{CG}) + V \times \left(\frac{h}{2} - y_{CG,crit} \times \cos(\theta_{crit})\right) \times \tan(\theta_{crit})$$

$$\Rightarrow M_{\phi,Ed} = 6,82 \text{ kNm}$$

O esforço transversal actuante $V_{\phi,Ed}$ na secção crítica do tê é igual a:

$$V_{\phi,Ed} = T \times \sin(\theta_{crit}) + V \times \cos(\theta_{crit}) = 309,34 \text{ kN}$$

Esforços resistentes na secção crítica:

Sendo a área de corte dada por:

$$A_v = A - b \times t'_f + (t_w + 2 \times r) \times \frac{t'_f}{2} = 24,23 \text{ cm}^2$$

O esforço transversal plástico resistente é dado por:

$$V_{\phi,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 384,62 \text{ kN}$$

A interacção do esforço transversal com outras acções (esforço axial e momento flector) é tida em conta. Assim:

$$t_{w,eff} = (1 - \rho) \times t_w$$

Com,

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 = 0,37$$

A área da secção reduzida devido à presença de esforço transversal é dada por:

$$A'_{red} = (h'_{alma} \times t'_w) \times (1 - \rho) + (b_f \times t'_{bf}) = 56,18 \text{ cm}^2$$

O esforço normal resistente plástico dessa secção é dado por:

$$N_{\phi,Rd,red} = \frac{A'_{red} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 1545,08 \text{ kN}$$

Para determinação do momento plástico resistente da secção há que calcular as distâncias ao eixo neutro do centro de gravidade das áreas definidas pelo diagrama de tensões na secção, em compressão e em tracção, respectivamente.

O posicionamento do centro de massa da área superior relativamente ao eixo que divide a área total ao meio vale:

$$2 \times y_{G_2} = h_2 \approx \frac{A}{2} \times \frac{1}{b_f} = 14,29 \text{ mm}$$

O posicionamento do centro de massa da secção da metade inferior da área relativamente ao eixo que divide a área total ao meio vale:

$$y_{G_1} \approx \frac{\frac{b_f \times (t'_{bf} - h_2)^2}{2} + h'_w \times t_w \times \left(t'_{bf} - h_2 + \frac{h'_w}{2}\right)}{\frac{A'}{2}} = 48,28 \text{ mm}$$

O momento plástico resistente, na secção reduzida (por causa do esforço transversal), é dado por:

$$M_{\phi,Ed} = \frac{A'_{red}}{2} \times f_y \times (y_{G_2} + y_{G_1}) = 42,81 \text{ kNm}$$

No entanto, o momento plástico resistente deverá ainda ser reduzido devido ao esforço axial, ou seja:

$$M_{\phi,Rd,red} = M_{\phi,Rd} \times \left(1 - \left(\frac{N_{\phi,Ed}}{N_{\phi,Rd,red}}\right)^2\right) = 34,73 \text{ kNm}$$

Concluindo,

$$\frac{N_{\phi,Ed}}{N_{\phi,Rd,red}} + \frac{M_{\phi,Ed}}{M_{\phi,Rd,red}} = 0,63 \leq 1,0$$

- Método 2 – Modelo de resistência (formação de 4 rótulas plásticas)

A flexão *Vierendeel* é o fenómeno pelo qual a força de corte é transferida através de uma abertura; logo, a soma das resistências *Vierendeel* de flexão nos quatro cantos da abertura não deve ser menor que o valor de cálculo do momento flector produzido de um lado da abertura para o outro lado, devido à força de corte.

O momento *Vierendeel* é dado por:

$$M_v = V_{Ed} \times l_0 = 20,41 \text{ kNm}$$

Sendo a área de corte dada por (incluindo as soldaduras):

$$A_{v,tê} = A - (b \times t_f) + (t_w + 2 \times r) \times \frac{t_f}{2} = 23,72 \text{ cm}^2$$

Logo,

$$V_{tê,Rd} = \frac{A_{v,tê} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 376,61 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed} < 0,5V_{tê,Rd}$, não é necessário reduzir a espessura da alma do tê.

O esforço normal plástico resistente é dado por:

$$N_{tê,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 1645 \text{ kN}$$

O momento flector resistente plástico é dado por:

$$M_{tê,Rd} = 37,47 \text{ kNm}$$

Contudo, esse momento resistente tem que ser reduzido por causa do esforço axial, ficando:

$$M_{tê,Rd,red} = 29,93 \text{ kNm}$$

A resistência total à flexão *Vierendeel*, no caso de espaçamentos regulares ou grandes entre aberturas, pode exprimir-se através de:

$$M_{v,Rd} = 4 \times M_{tê,Rd,red} = 119,74 \text{ kNm}$$

Portanto,

$$\frac{M_v}{M_{v,Rd}} = 0,17$$

Refira-se que alguns autores (Lawson & Hicks, 2011; Lawson, 1987; SCI/BCSA Connections Group, 2011) consideram a conversão de uma abertura circular numa secção rectangular equivalente; como tal, o comprimento efectivo é definido por $l_0 = 0,5 \times d_0$ e o comprimento crítico, $l_{0,crit} = 0,45 \times d_0$.

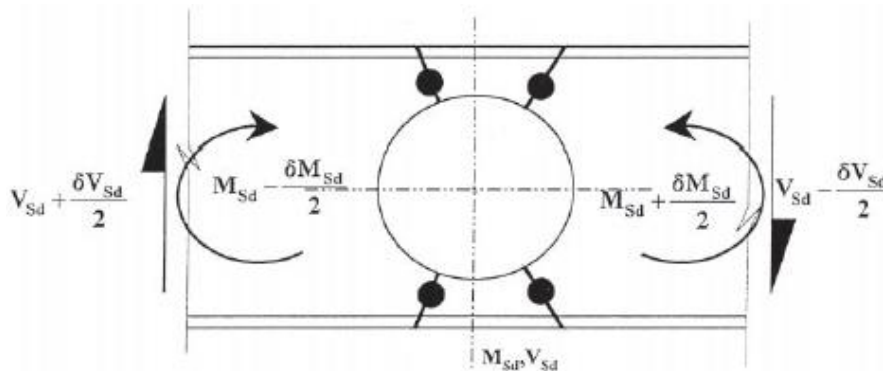


Figura 4.11 – Mecanismo *Vierendeel* ao redor de uma abertura circular na alma (Chung, Liu, & Ko, 2001)

Capacidade da viga ao corte – secção perfurada

A capacidade de corte vertical da viga na zona perfurada é a soma das capacidades resistentes ao corte dos tês. A resistência ao corte puro deverá satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq 2V_{\{1,2\},Rd}$$

Para os tês, a força de corte máxima é reduzida devido à flexão *Vierendeel* (que ocorre devido à transferência de forças de corte através da abertura):

$$V_{\{1,2\}} = \frac{2 \times M_{tê,red}}{l_0} \leq V_{tê,red}$$

Os esforços de corte V_y e V_z na alma e banzo do tê não são significativos, e é necessário reduzir a resistência do tê ao momento flector. No entanto, há que efectuar o cálculo do esforço axial aplicado no tê e efectuar a redução da resistência à flexão.

$$V_{tê,Rd} = 376,61 \text{ kN}$$

$$\frac{2 \times M_{tê,Rd}}{l_0} = 285,05 \text{ kN} \Rightarrow V_1 = V_2 = 285,05 \text{ kN}$$

Concluindo,

$$V_{Ed} = 97,20 \text{ kN} \leq 2 \times V_{tê,Rd} = 570,10 \text{ kN}$$

Encurvadura da alma ao esforço transversal

O Eurocódigo 3 dispensa a verificação à encurvadura por esforço transversal, se a esbelteza da alma não reforçada, respeitar a condição:

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Adoptando conservativamente $\eta = 1$,

$$\frac{h_w}{t_w} = 46,83 < 69 \frac{\varepsilon}{\eta} = 63,48$$

Logo, esta verificação é dispensada.

Capacidade da viga à flexão – secção perfurada

Como os esforços transversos $V_{y,Ed}$ e $V_{z,Ed}$ não excedem $0,5V_{y,Rd}$ e $0,5V_{z,Rd}$, respectivamente, então não é necessário reduzir a resistência da secção à combinação da flexão com esforço transversal. De forma semelhante, como o esforço axial actuante não excede $0,25N_{pl,Rd}$ ou $\frac{0,5h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$, não é necessário reduzir a resistência à flexão.

Os momentos principais de inércia da viga, calculados em torno dos eixos (y e z), são obtidos como se segue:

$$\begin{aligned} I_y &= 2 \times \left(\frac{b_f \times t_{bf}^3}{12} + b_f \times t_f \times \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \right) + \\ &+ 2 \times \left(\frac{\left(\frac{h - 2 \times t_{bf} - d_0}{2} \right)^3 \times t_w}{12} + \frac{h - 2 \times t_{bf} - d_0}{2} \times t_w \times \left(\frac{h - 2 \times t_{bf} - d_0}{2} - \frac{h}{2} \right) \right) + \\ &+ 4 \times \left(\frac{1}{5} \times r^2 \times \left(\frac{h}{2} - t_{bf} \right)^2 + \frac{6}{7} \times r^4 \right) = 83758,76 \text{ cm}^4 \\ I_z &\approx \left(\frac{b_f^3 \times t_{bf}}{12} \right) \times 2 + \frac{(h - 2 \times t_{bf} - d_0) \times t_w^3}{12} = 3375,64 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Importa salientar que a viga celular pode ser analisada em regime plástico, pois a secção é de classe 2.

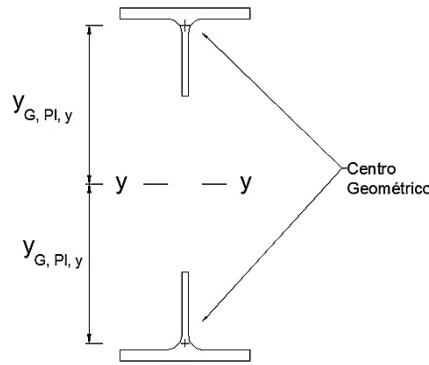


Figura 4.12 –Momento plástico resistente da secção em torno do eixo de maior inércia: distâncias dos centros de gravidade das áreas comprimida e traccionada da secção ao eixo neutro

Como a secção é simétrica, a distância $y_{G,pl,y}$ do tê superior é igual à distância $y_{G,pl,z}$ do tê inferior. Além disso, a distância $y_{G,pl,y}$ dos tês corresponde ao centro geométrico do tê.

$$y_{G,pl,y} = 27,07 \text{ cm} ; W_{pl,y} = A_{tê} \times y_{G,pl,y} \times 2 = 3241,42 \text{ cm}^3 ; M_{pl,y,Rd} = 891,39 \text{ kNm}$$

No caso da viga sem aberturas, ter-se-ia:

$$M_{pl,y,Rd} = 965,20 \text{ kNm}$$

Em conclusão, a introdução da abertura na alma provoca uma redução de resistência à flexão em torno do eixo y de 7,65%.

O Eurocódigo 3 propõe um método alternativo, que está do lado da segurança, para o cálculo do momento resistente plástico na direcção y-y (incluindo as soldaduras):

$$M_{0,pl,y} = \frac{A_{tê} \times f_y \times (h - 2 \times y_0)}{\gamma_{M_0}} = 742,5 \text{ kNm}$$

Relativamente ao eixo z, como a secção é simétrica, a distância $y_{G,pl,z}$ do U esquerdo é igual à distância $y_{G,pl,z}$ do U direito; assim:

$$y_{G,pl,z} = 3,95 \text{ cm} ; W_{pl,z} = 472,92 \text{ cm}^3 ; M_{pl,z,Rd} = 130,05 \text{ kNm}$$

No caso da viga sem aberturas, ter-se-ia:

$$M_{pl,z,Rd} = 133,02 \text{ kNm}$$

Em conclusão, a introdução da abertura na alma⁷ provoca uma redução de resistência à flexão em torno do eixo z de 2,23%.

De acordo com o critério adotado no Eurocódigo 3 para flexão desviada, tem-se:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta = 0,89 \leq 1$$

Onde, de forma conservativa, os coeficientes α, β são considerados iguais à unidade.

⁷ Refira-se que habitualmente se assume a resistência à flexão na direcção z-z não influenciada pela presença de aberturas, devido à participação insignificante da alma.

Encurvadura do banzo por compressão no plano da alma

A verificação da encurvadura do banzo, por compressão no plano da alma, está dispensada se:

$$\frac{d_w}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{y,f}} \times \left(1 - \frac{d_0}{2h_w}\right) \times \frac{A_w}{A_{c,f}}$$

Onde, k toma o valor de 0,3 para banzos de classe 1.

Dado que,

$$\frac{d_w}{t_w} = 46,83 \leq 270,96$$

Está prevenida a possibilidade de encurvadura do banzo por compressão no plano da alma, e assim, não são necessário reforços transversais.

Resistência global da viga à encurvadura

- Encurvadura lateral-torsional - Método 1

Para avaliar a resistência global à encurvadura da viga celular, é recomendado, pela pré-norma do Eurocódigo 3, serem utilizadas nas disposições de dimensionamento as características da viga definidas para o centro das aberturas.

Na pré-norma do Eurocódigo 3 é indicado que o momento crítico pode ser calculado de acordo com o anexo informativo F (esta abordagem é seguida por alguns autores (Hirt & Bez, 1994; Simões, 2007; Almeida, Disciplina de estruturas metálicas, 2009; Silva & Gervásio, Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: Métodos avançados, 2007; Bureau, 2005)); porém, na actual versão do Eurocódigo 3 esta indicação foi retirada porque em muitos casos conduz a momentos críticos incorrectos. Actualmente existem desenvolvimentos (Koleková & Baláz, 2012) com o intuito de modificar a fórmula do momento crítico proposta pela pré-norma do Eurocódigo 3, permitindo contemplar a influência da resistência plástica e da encurvadura local na resistência à encurvadura lateral-torsional do metal.

Com base nos *DESENHOS* de projecto (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008), observa-se que os contraventamentos laterais para momentos flectores positivos não previnem distorções no banzo superior – comprimido, e como tal, apenas as condições de apoio conferem restrições à encurvadura lateral-torsional, as quais são caracterizadas por:

- Num dos apoios existem dois pontos restringidos à torção (restrições conferidas pelo uso de reforços transversais), assegurando além da restrição à torção uma restrição ao empenamento, pois estes reforços funcionam de forma semelhante a um meio tubo (uma restrição ao empenamento pode ser providenciada desde que existam pelo menos dois pontos restringidos à torção); nesse apoio desprezam-se as restrições à flexão lateral e vertical, pois o elemento de suporte da viga não permite transmissão de momentos (ligação da viga à parede de betão);
- As restrições do outro apoio à flexão lateral, à flexão vertical e ao empenamento são desprezáveis; porém esse apoio impede deslocamentos laterais do banzo comprimido e consequentemente rotações de torção (ligação da viga à viga secundária);

De acordo com as indicações acima, consideram-se os seguintes coeficientes que levam em conta as restrições de rotação e empenamento:

$$k_z = 1,0 \quad ; \quad k_w = 0,7$$

O comprimento da viga entre pontos restringidos lateralmente é igual a:

$$L_E = 4,128 \text{ m}$$

Os valores dos coeficientes C_1, C_2 e C_3 em função do tipo de carregamento, condições de apoio, geometria e propriedades da secção transversal, são fornecidos em (Koleková & Baláz, 2012).

O parâmetro ψ correspondente à proporção de momentos de extremidade é igual a $-0,15$ (ver Figura 4.13).

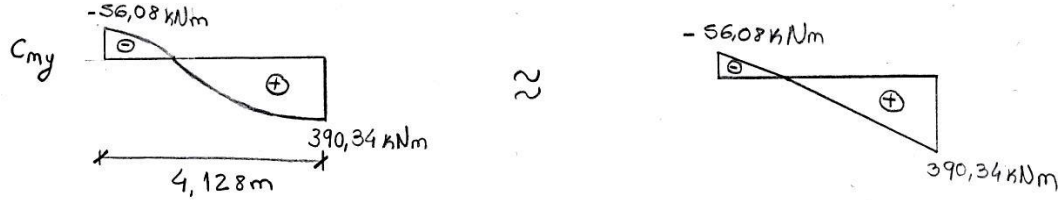


Figura 4.13 – Determinação do parâmetro que define a proporção de momentos de extremidade no eixo y-y

Então,

$$0 \leq \psi \leq -0,25 \text{ e } k_{wt} \geq 1,0 \Rightarrow \begin{cases} C_1 \approx 2,063 \\ C_2 = 0,0 \\ C_3 = 1,0 \end{cases}$$

O momento crítico é obtido através da expressão seguinte:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times \frac{\pi \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}}{L}$$

Com,

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \times \left[\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j) \right]$$

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w \times L} \times \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}} ; \zeta_g = \frac{\pi \times z_g}{k_z \times L} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}} ; \zeta_j = \frac{\pi \times z_j}{k_z \times L} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

Refira-se que é dispensável o cálculo de ζ_j porque a secção é duplamente simétrica, e também o cálculo de ζ_g porque o coeficiente C_2 é nulo.

A constante de torção⁸ é determinada por:

$$I_t = \frac{2}{3} \times b \times t_f^3 + \frac{1}{3} \times (h_w \times t_w^3 - d_0 \times t_w^3) = 115,69 \text{ cm}^4$$

O momento de inércia em relação ao eixo menor é:

$$I_z = 3382,68 \text{ cm}^4$$

⁸ Alguns autores (Darwin, 2003) propõem utilizar as características resistentes da viga sem aberturas (secção I duplamente simétrica, com aberturas na alma sem reforço), mas com o seguinte momento de inércia à torção:

$$I_{t,eff} = I_t \times \left(1 - \frac{a_0}{L_b} \times \frac{h_0 \times t_w - 2 \times A_r}{t_w \times (d + 2b_f)} \right) = 158,47 \text{ cm}^2$$

Onde, A_r é a área do reforço e L_b é o comprimento entre travamentos.

Como se pode verificar, a inércia de torção obtida é superior à existente na realidade, pelo que esta abordagem não está do lado da segurança.

A constante de empenamento é determinada por:

$$I_w = \frac{t_f \times b^3 \times (h_w + t_f)^2}{24} = 2845,53 \times 10^3 \text{ cm}^6$$

Geralmente assume-se que a presença de aberturas é desprezável para a constante de empenamento.

Com base nos valores determinados, obtém-se:

$$k_{wt} = 2,74 (\geq 1,0) \text{ e } \mu_{cr} = 6,02 \Rightarrow M_{cr} = 4333,22 \text{ kNm}$$

A curva de encurvadura lateral recomendada por alguns autores (Lakusic, Dzeba, & Androie, 2008) para uma secção em I com aberturas na alma é:

$$\frac{h}{b_f} > 2 \rightarrow \text{curva } c ; \quad \frac{h}{b_f} \leq 2 \rightarrow \text{curva } b$$

Sendo $\frac{h}{b_f} = 2,72$, é necessário adoptar a *curva c*.

O coeficiente de esbelteza $\bar{\lambda}_{LT}$ relativo à encurvadura lateral é calculado através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = 0,45$$

Como o factor de imperfeição para a *curva c* é $\alpha_{LT} = 0,49$, tem-se:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) = 0,66$$

Obtém-se assim o coeficiente de redução devido à encurvadura lateral:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,87$$

Logo, o momento resistente à encurvadura lateral⁹ é dado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{W_y \times f_y \times \chi_{LT}}{\gamma_{M_0}} = 778,23 \text{ kNm}$$

⁹ Note-se que, caso não se considerasse restrição ao empenamento, os parâmetros obtidos anteriormente passariam a ser:

$$\begin{aligned} k_w = 1,0 &\Rightarrow k_{wt} = 1,92 \Rightarrow \mu_{cr} = 4,47 \Rightarrow M_{cr} = 3217,52 \text{ kNm} \\ &\Rightarrow \chi_{LT} = 0,83 \Rightarrow M_{b,Rd} = 738,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

E, relativamente ao momento crítico no “caso padrão”, ter-se-ia:

$$M_{cr} = 1558,24 \text{ kNm} \quad (C_1 = 1,0 ; C_2 = C_3 = 0)$$

Verificação da estabilidade global do elemento

Quando um elemento submetido à combinação de flexão desviada com tracção e tem uma esbelteza $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,40$, os efeitos de encurvadura lateral podem ser ignorados, sendo apenas necessário efectuar as verificações de resistência das secções transversais (Chantrain & Schleich, 1997).

Quando a tracção actua combinada com a flexão num elemento susceptível de encurvadura lateral – torsional, ela providencia um efeito de alívio nas fibras em compressão, sendo que a extensão do alívio depende da magnitude da força de tracção (Narayanan, Lawless, Naji, & Taylor, 1995).

É indicado por alguns autores (Narayanan, Lawless, Naji, & Taylor, 1995; ENV 1993-1-1, 1992) que a estabilidade do elemento pode ser avaliada desprezando os efeitos benéficos da tracção (no caso da sua magnitude ser consideravelmente menor em relação ao momento, os seus efeitos são pouco significativos para a estabilidade), situação do lado da segurança que contempla favoravelmente o facto de o esforço axial de tracção e os momentos flectores variarem independentemente.

Seguindo os critérios para dispensa da verificação da encurvadura lateral, propostos pelo EC3, é exigido que pelo menos uma das condições seja verificada:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,45 \nless \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$$

Ou,

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = 0,09 \nless \bar{\lambda}_{LT,0}^2 = 0,04$$

Mas, uma vez que nenhuma condição é verificada temos que esta verificação não está dispensada (é necessário também efectuar as verificações de resistência das secções transversais).

A estabilidade do elemento considerando as características da secção perfurada mais próxima do pilar – elemento submetido à combinação de flexão desviada com tracção e com secção de classe 2 – é verificada através das seguintes condições (levando em atenção que o esforço axial é nulo):

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \quad ; \quad k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0$$

Os factores de interacção $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ podem ser obtidos pelo método 2 proposto no Eurocódigo 3.

Apesar do elemento de contraventamento não estar localizado no banzo comprimido (onde seria mais eficiente), o seu posicionamento no banzo traccionado introduz uma restrição lateral e, por ser um tubo CHS, gera também uma restrição parcial à torção e ao empenamento (ainda que reduzido).

Este contraventamento no banzo traccionado apenas pode ser considerado parcial, sendo indicado por (Yura, 2001) como equivalente a um apoio elástico, pois não impede a encurvadura fora do plano.

Os factores de interacção k_{ij} para elementos susceptíveis à deformação por torção são calculados da seguinte maneira (desprezando o efeito favorável do esforço axial):

$$k_{yy} = C_{my} \quad ; \quad k_{zy} = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \bar{\lambda}_z \geq 0,4 \\ 0,6 + \bar{\lambda}_z & \text{se } \bar{\lambda}_z < 0,4 \end{cases} \quad ; \quad k_{yz} = 0,6k_{yy} \quad ; \quad k_{zz} = C_{mz}$$

Porém, como não existe esforço axial de compressão, apenas é necessário determinar os coeficientes de momento uniforme equivalente, C_m .

De acordo com o diagrama de momentos flectores actuantes na direcção y-y, o parâmetro relativo à proporção de momentos de extremidade e o respectivo coeficiente de momento uniforme equivalente, são:

$$\psi = -0,15 \Rightarrow C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,54 (\geq 0,4)$$

De acordo com o diagrama de momentos flectores actuantes na direcção z-z, o parâmetro relativo à proporção de momentos de extremidade, e o respectivo coeficiente de momento uniforme equivalente, são:

$$\psi \approx 0,0 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4\psi = 0,60 (\geq 0,4)$$

Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deve ser tomado igual a:

$$C_{my} = 0,9$$

Concluindo,

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,54 \leq 1,0$$

$$k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,50 \leq 1,0$$

- Encurvadura lateral-distorcional e encurvadura lateral-torsional – Método 2

As vigas celulares em situação de grandes vãos (κ_{LB} reduzido) são reguladas pela encurvadura lateral torsional, mas à medida que a esbelteza da alma diminui (e κ_{LB} aumenta), a distorção da alma aumenta e surge o modo de encurvadura lateral distorcional. Para vãos mais curtos (κ_{LB} mais elevado), podem existir modos de encurvadura locais não laterais, existindo uma fase de transição em que a encurvadura local da alma e a encurvadura lateral distorcional ocorrem em simultâneo.

As vigas de elevada esbelteza na alma ($60 \leq h_w/t_w$) e com espaçamento reduzido entre aberturas ($2,10 \geq s/d_0$) são mais propensas a deformações de corte; por conseguinte são controladas por modos de encurvadura locais não laterais (valores κ_{LB} inferiores do que para vigas com almas mais robustas). À medida que a altura da abertura aumenta, maiores serão as deformações por corte.

As vigas com espaçamentos grandes entre aberturas ($2,625 \leq s/d_0$) possuem maior rigidez ao corte; como tal, menores distorções são introduzidas na alma e a resposta da encurvadura é controlada pelo modo de encurvadura lateral.

Alguns autores (Sweedan, 2011) entram em conta com estes efeitos e propõem uma nova abordagem para o cálculo do momento crítico. Esta considera que a viga está simplesmente apoiada com secções de apoio impedidas para as rotações por torção e deslocamento laterais, mas livres de empenar e de rodar em torno dos eixos da secção, ou seja, $k_w = k_z = 1,0$.

O momento critico de encurvadura lateral torsional/distorcional é avaliado através de,

$$M_{cr,ret} = \kappa_{LB} \times M_{0,cr,ret}$$

Esta expressão é válida se os limites geométricos seguintes foram respeitados:

$$30 \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 80 \text{ (esbelteza da alma)}$$

$$10 \leq \frac{b}{t_f} \leq 20 \text{ (esbelteza do banzo)}$$

$$1,3125 \leq \frac{s}{d_0} \leq 4,20 \text{ (dimensão transversal da abertura)}$$

e

$$1,05 \leq \frac{d_w}{d_0} \leq 2,10 \text{ (dimensão longitudinal da abertura)}$$

O momento crítico de encurvadura lateral torsional com base nas características efectivas da viga na secção perfurada é $M_{cr,net} = 1558,24 \text{ kNm}$.

O parâmetro κ_{LB} é um factor que leva em conta o tipo de carregamento, a configuração das aberturas na alma, a geometria e a esbelteza da viga, sendo dado por:

$$\kappa_{LB} = \frac{-0,03}{\psi} \times \frac{h_w}{t_w} \times \frac{t_f}{b} \times \left[\beta - 0,002 \times \left(\frac{b}{t_f} - 10 \right) \right] \times \sqrt{\psi}$$

Onde, β é um parâmetro dependente do tipo de carregamento (no caso de momentos na extremidade, $\beta = 1,10$); ψ é um parâmetro que depende da configuração das aberturas da alma, sendo dado por:

$$\psi = 0,89 + 0,15 \times \frac{s}{h_w} - 0,028 \times \left(\frac{s}{h_w} \right)^2$$

Saliente-se que o parâmetro β tem o mesmo significado do coeficiente C_1 indicado na pré-norma do Eurocódigo 3; contudo, são lhe sugeridos valores superiores.

Os resultados obtidos de acordo com esta abordagem são:

$$\psi = 1,03 ; \kappa_{LB} = 1,94 ; M_{cr,ret} = 3029,01 \text{ kNm}$$

Consequentemente, tem-se:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,54 \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,73 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,82 \Rightarrow M_{b,Rd} = 730,94 \text{ kNm}$$

Como se pode comprovar, para o caso em estudo não ocorrem mudanças significativas em relação à expressão proposta pelo Eurocódigo 3. Esta situação ocorre porque os espaçamentos entre aberturas são entre regulares a grandes, pelo que o modo de encurvadura condicionante é o modo de encurvadura lateral.

Secção não perfurada

Classificação da secção não perfurada

Para análise da secção transversal cheia junto do pilar, retiraram-se do diagrama de esforços mostrado na Figura 4.6, os seguintes esforços actuantes:

$$M_{Ed,y} = 390,34 \text{ kNm} ; M_{Ed,z} = 66,97 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed,z} = (95,59 + 122,25) \text{ kN} ; V_{Ed,y} = (15,43 + 35,38) \text{ kN}$$

Para classificação da secção cheia, seguiram-se os procedimentos previstos no Eurocódigo 3 e obteve-se que a alma da secção transversal cheia é de classe 1 e o banzo é de classe 1, ou seja:

- Alma à flexão

$$\frac{c}{t} = 42,83 < 72 \times \varepsilon = 66,24$$

- Banzo à compressão

$$\frac{c}{t} = 5,79 < 9\varepsilon = 8,28$$

Concluindo: para os esforços aplicados, a secção IPE 600 em aço S275 é de classe 1.

Verificação da resistência da secção transversal

Resistência ao esforço transversal

Sendo $A_{vz} = 83,78 \text{ cm}^2$, o esforço transversal resistente é dado por:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1330,19 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed,z} = 217,84 \text{ kN} < V_{pl,Rd,z} = 1330,19 \text{ kN}$, a segurança está verificada.

Para verificação da encurvadura da alma ao esforço transversal segundo o Eurocódigo 3 (alma não reforçada), tem-se:

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Adoptando conservativamente $\eta = 1$,

$$\frac{h_w}{t_w} = 46,83 < 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta} = 66,24$$

Logo, esta verificação é dispensada.

Para a interacção da flexão composta com esforço transversal, não é necessário reduzir a resistência da secção porque $V_{Ed} = 217,84 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,Rd,z} = 665,09 \text{ kN}$.

Analogamente para a direcção y:

$$A_{vy} = 83,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1327,33 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed,y} = 50,81 \text{ kN} < V_{pl,Rd,z} = 1327,33 \text{ kN}$, a segurança está verificada.

Flexão desviada

A verificação à flexão desviada é efectuada através da seguinte condição:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Tratando-se de um perfil IPE 600, tem-se que $\alpha = 2$ e $\beta = 1,0$. Mas, adoptando conservativamente $\alpha = \beta = 1,0$, tem-se:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^\beta = 0,91 \leq 1,0$$

Verificação da estabilidade do elemento

A estabilidade do elemento considerando as características da secção cheia junto do pilar – elemento submetido a flexão desviada e com secção de classe 1 – é verificada através das seguintes condições (levando em atenção que o esforço axial é nulo):

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \quad ; \quad k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0$$

Analogamente, ao caso anterior da viga perfurada:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}} = 839,72 \text{ kNm}$$

Concluindo,

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,60 \leq 1,0$$

$$k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,55 \leq 1,0$$

4.3 Verificação da segurança de um contraventamento entre vigas

Os cálculos seguintes referem-se a um elemento central de uma treliça *Vierendeel* (e que simultaneamente funciona como contraventamento), considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados.

Os diagramas de esforços actuantes nesse contraventamento (resultantes de uma análise elástica) são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento sobre a menor dimensão. Nesses diagramas de esforços estão também indicadas as diferenças relativas à consideração, ou não, das forças estabilizantes equivalentes às imperfeições geométricas das vigas a travar (ver a Figura 4.14).

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 8 sobre contraventamentos.

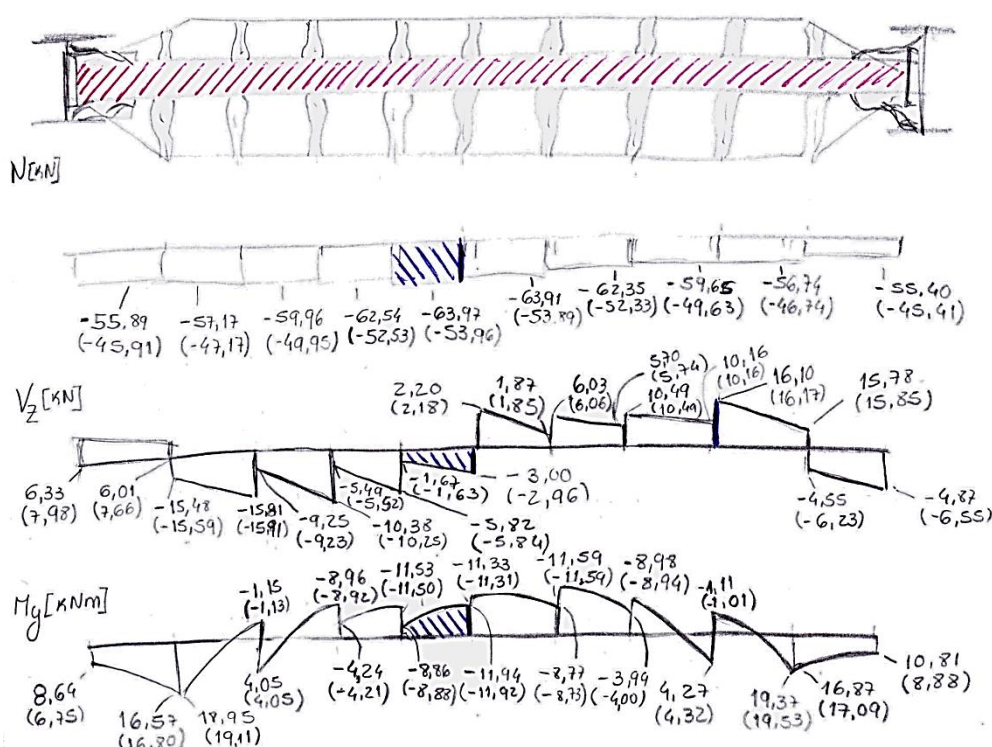


Figura 4.14 – Diagramas de esforços para a combinação 5 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e incluem as imperfeições das vigas a travar diferindo dos valores em parênteses curvos que não incluem essas imperfeições

Imperfeições em contraventamentos discretos

Para a análise dos sistemas de contraventamento (necessários para assegurar a estabilidade lateral ao longo do comprimento de um elemento comprimido) é preciso considerar não só as imperfeições do tipo curvatura inicial (encurvadura em modo de flexão) enquanto elemento estrutural (na viga *Vierendeel*, o elemento central funciona como contraventamento e também como elemento estrutural) – numa secção tubular circular são da ordem de $L/300$ –, mas também os efeitos das imperfeições geométricas dos elementos a travar (a curvatura inicial desses elementos é da ordem de $L/500$) (NP EN 1993-1-1, 2010).

Seguindo as recomendações da Parte 1-1 do Eurocódigo 3, a determinação dos efeitos das imperfeições geométricas dos elementos contraventados é equivalente a considerar uma flecha inicial dada por (imperfeição geométrica equivalente):

$$e_0 = \frac{L}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 38,7 \text{ mm}$$

Em que, $L = 23,710 \text{ m}$ é o comprimento do sistema de contraventamento e $m = 3$ é o número de elementos a travar (duas vigas celulares e uma viga de bordo).

Por outro lado, também pela Parte 1-1 do Eurocódigo 3 é possível substituir a imperfeição geométrica equivalente dos elementos a travar por uma força estabilizante equivalente (por exemplo, como indicado na Figura 4.15):

$$q_d = \sum N_{Ed} \times 8 \times \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

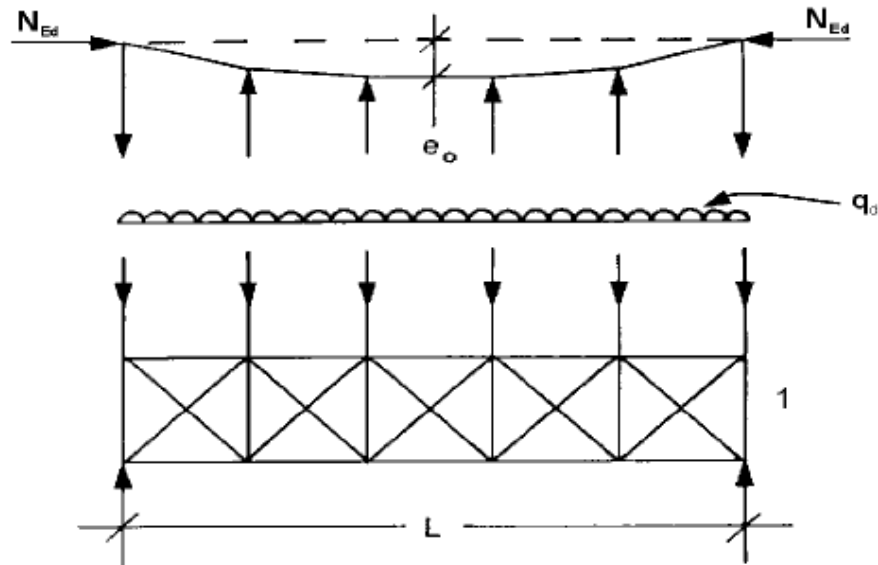
Onde, $N_{Ed} = \sum M_{Ed}/h \cong 1650 \text{ kN}$ é a força axial aplicada no sistema de contraventamento para estabilizar o banzo comprimido das vigas a travar¹⁰, em que: M_{Ed} é o momento flector máximo numa viga e h é a altura total das vigas (elementos de altura constante); δ_q é o deslocamento do sistema de contraventamento, no seu próprio plano, devido a q_d e a eventuais cargas exteriores, calculado através de uma análise de primeira ordem.

Importa referir que para se obter uma majoração adequada da força estabilizante é necessário realizar um processo iterativo até que se atinja um valor constante (todos os efeitos das imperfeições são transpostos em incrementos de carga), e desta forma obtém-se:

Iteração	$\delta_q \text{ (mm)}$	$q_d \text{ (kN/m)}$
1	45,42	1,975
2	45,44	1,976

Concluindo, a convergência é conseguida na segunda iteração. Assim, o sistema de contraventamento tem que resistir a uma carga distribuída de $1,98 \text{ kN/m}$ para garantir a estabilização das vigas; esta carga tem ainda que ser combinada com outras acções (ver a Figura 4.14).

¹⁰ Nas situações em que as vigas estão sujeitas a uma compressão exterior, o valor N_{Ed} deverá incluir uma parte dessa compressão.



Legenda:

- e_0 imperfeição
- q_d força equivalente por unidade de comprimento
- 1 sistema de contraventamento

Figura 4.15 – Força estabilizadora equivalente (NP EN 1993-1-1, 2010)

Classificação da secção transversal

Como o elemento está sujeito a esforços diferentes em sucessivas secções, para definição da classe de secção, ir-se-á considerar a situação mais desfavorável, em que a secção é submetida apenas a esforço axial de compressão. Assim, para secções tubulares circulares, segundo o EC3, vem:

$$\frac{d}{t} = 26,71 \leq 50 \times \varepsilon^2 = 42,5$$

Concluindo, a secção é de classe 1 para qualquer combinação de tensões.

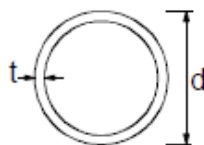


Figura 4.16 – Definição geométrica de uma secção tubular circular (NP EN 1993-1-1, 2010)

Verificação da resistência das secções transversais

- Resistência ao esforço transversal

O esforço transversal pode ser verificado para uma qualquer secção, porque o elemento está sujeito a uma gama de valores próximos.

O esforço transversal plástico resistente é dado por (de acordo com o EC3):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{2}}$$

Sendo, $A_v = 2A/\pi$ vem:

$$V_{pl,Rd} = 81,11 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$ é verificada a resistência ao esforço transversal.

Além disso, como $V_{Ed} < 0,5 \times V_{pl,Rd}$ não é necessário reduzir a resistência da secção à combinação da flexão com o esforço transversal.

- Flexão composta

A resistência à flexão em torno do eixo y-y combinada com o esforço axial é dada pela expressão seguinte (de acordo com o EC3):

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times (1 - n_{pl}^{1,7})$$

Para a secção mais esforçada, submetida aos esforços $N_{Ed} = -63,97 \text{ kN}$ e $M_{y,Ed} = -11,94 \text{ kNm}$, obtém-se:

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \times f_{yd} / \gamma_{M1}} = 0,07$$

E,

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 45,38 \text{ kNm}$$

Logo, o momento plástico resistente da secção reduzida¹¹ devido ao esforço axial é dado por:

$$M_{N,Rd} = 44,88 \text{ kNm}$$

Como $M_{Ed} < M_{N,Rd}$ está verificada a segurança das secções em relação à flexão composta.

Verificação da estabilidade do elemento

Para o elemento em análise, submetido a flexão uniaxial (em torno de y) e compressão, constituído por uma secção de classe 1, a estabilidade é assegurada através da verificação da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Em que o factor de interacção k_{LT} deve ser obtido pelo método 1 do Eurocódigo (o método 2 não é aplicável para secções tubulares circulares).

Como o elemento em análise é constituído por uma secção circular oca com $I_T = 2107 \text{ cm}^4 > I_y = 1053 \text{ cm}^4$, secção não susceptível de sofrer deformações de torção, a encurvadura por flexão constitui o modo de instabilidade relevante. Por conseguinte, não é necessário verificar a encurvadura lateral, devendo para isso considerar-se $\chi_{LT} = 1,0$.

As resistências características da secção são dadas por:

$$N_{Rk} = A \times f_y = 882,75 \text{ kN} ; M_{pl,Rk} = 45,38 \text{ kNm}$$

Como ambas as secções de apoio são livres de rodar, mas impedidas de se deslocar horizontalmente segundo qualquer direcção temos que, devido às características serem iguais, em torno de qualquer eixo, os comprimentos de encurvadura são também iguais.

Para determinar o coeficiente de redução (devido à encurvadura por flexão) adopta-se o comprimento entre secções de apoio como correspondente ao comprimento de encurvadura por flexão, vindo então:

$$L_E = 12,847 \text{ m} \quad ; \quad \bar{\lambda} = \frac{L_E}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} = 2,60$$

¹¹ Refira-se que em relação à expressão exacta estabelecida por outros autores (Silva, Simões, & Gervásio, 2010) as diferenças são mínimas $\cong 0,4\%$.

Como a curva de encurvadura para secções CHS é a curva a (de acordo com o EC3), obtém-se:

$$\alpha_c = 0,21 ; \Phi = 0,5 \times [1 + \alpha_c \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 4,12$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = 0,14 (\leq 1,0)$$

Em seguida, calculam-se os termos auxiliares, incluindo o factor C_{yy} dependente do grau de plasticidade da secção na situação de colapso, os quais estão definidos no EC3:

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = 1,32 (\leq 1,5) ; \mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}{1 - \chi \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = 0,55 ; n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,07$$

Em que, o valor da carga crítica à encurvadura por flexão é dado por:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L_E} = 132,23 \text{ kN}$$

Tratando-se de um elemento constituído por uma secção não susceptível de sofrer deformações de torção, os factores de momento equivalente são definidos por $C_{my} = C_{my,0}$ e $C_{mLT} = 1,0$, sendo $C_{my,0}$ obtido a partir do diagrama de momentos com base no EC3.

Veja-se que, como $I_T > I_y \Rightarrow a_{LT} = 0 \Rightarrow b_{LT} = 0$, então o factor C_{yy} é dado por:

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \times \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \bar{\lambda} - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \bar{\lambda}^2 \right) \times n_{pl} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

Ora, assumindo que o diagrama do elemento é próximo da Figura 4.17, vem que:

$$C_{my,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \times E \times I \times |\delta(x)|}{L^2 \times |M_{y,Ed}(x)|} - 1 \right) \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = 0,56$$

Em que, $M_{y,Ed}(x)$ é o valor máximo $M_{y,Rd}$ correspondente a uma análise de primeira ordem; $\delta(x)$ é a flecha máxima ao longo do elemento.

Portanto,

$$C_{yy} = 0,96 \geq 0,76$$

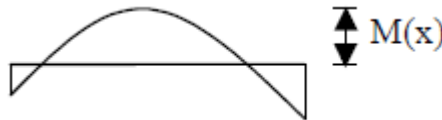


Figura 4.17 – Diagrama de momentos escolhido para determinar o coeficiente de momento uniforme equivalente, (NP EN 1993-1-1, 2010)

Com base em todos os termos auxiliares calculados determina-se o factor de interacção k_{LT} , também a partir do EC3:

$$k_{LT} = C_{my} \times C_{mLT} \times \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \times \frac{1}{C_{yy}} = 0,62$$

Com base nos parâmetros determinados verifica-se a condição regulamentar, ou seja:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} = 0,68 \leq 1,0$$

Logo, a secção CHS de dimensões $168,3 \times 6,3 \text{ mm}$ em aço S275 verifica a segurança segundo a formulação do método 1 previsto no EC3.

Verificação da rigidez do contraventamento

Para determinar a rigidez necessária para um contraventamento completo, ir-se-á utilizar a expressão geral de vigas elásticas para diferentes situações de carregamento:

$$\beta_i^* \geq \frac{2 \times N_i \times (C_b \times P_f)}{L_b} \times C_L \times C_d$$

Dado que a viga bi-apoiada com dois balanços tem um vão entre apoios igual a $L = 12,384 \text{ m}$, e um número de contraventamentos nesse vão igual a 7 unidades, então o comprimento não travado da viga é $L_b = 2,064 \text{ m}$ (espaçamento entre contraventamentos).

Com base nos valores anteriores é possível obter os coeficientes seguintes:

$$N_i = 3,71 \quad ; \quad C_L = 1,17$$

Por outro lado, o diagrama de momentos ao longo do vão relevante (combinação 5 – mais desfavorável) da viga é o seguinte:

Com base no diagrama de momentos temos que o coeficiente de momento uniforme, para o segmento (comprimento entre secções travadas) onde está localizado o contraventamento, é dado por:

$$C_b = 1,24$$

Veja-se que, em virtude de não existir dupla curvatura nesse segmento temos que $C_d = 1,0$.

Em relação à força equivalente do banzo comprimido da viga, esta é determinada da seguinte maneira:

$$C_b \times P_f = 10216,6 \text{ kN}$$

Portanto, a rigidez necessária do contraventamento é:

$$\beta_i^* \geq 42972,1 \text{ kN/m}$$

A rigidez providenciada pelo contraventamento é:

$$\beta_i^* = \left(\frac{E \times A}{L} \right)_b = 52471,39 \text{ kN/m}$$

Logo, o requisito de rigidez está verificado, ou seja, o contraventamento possui rigidez suficiente.

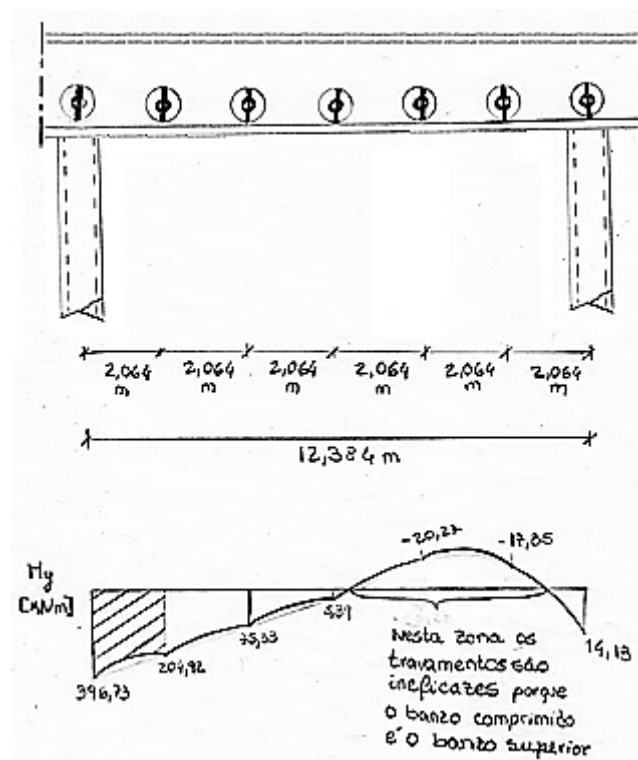


Figura 4.18 - Diagrama de momento flector na viga de bordadura no trecho entre apoios, para a combinação 5 adaptada ao estado limite último, e admitindo um comportamento estimado para ligações

Verificação da robustez do contraventamento

Para assegurar que o contraventamento possui robustez suficiente é necessário que ele seja capaz de resistir a uma força de restrição local pelo menos igual a 1% da força máxima transmitida pelo banzo comprimido. Esta situação corresponde à exigência de robustez mínima de cada contraventamento a qual é predominante sobre a robustez mínima do sistema de contraventamento porque existem mais de três contraventamentos no vão relevante (ver Apêndice 8).

A força de restrição necessária ao contraventamento é então:

$$F_{br} = 0,01 \times (C_b \times P_f) = 102,17 \text{ kN}$$

Não obstante, é importante compreender que esta força pode ser de tracção ou compressão.

O valor de cálculo da resistência à encurvadura de elemento em compressão é igual a (situação mais desfavorável):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}} = 123,59 \text{ kN}$$

Em que, χ é o coeficiente de encurvadura já determinado anteriormente para verificação da estabilidade do elemento.

Portanto,

$$N_{b,Rd} = 123,59 \text{ kN}$$

Logo, o requisito de robustez está verificada, ou seja, o contraventamento possui robustez suficiente.

Em conclusão, o contraventamento pode ser considerado como contraventamento completo porque satisfaz todos os requisitos.

4.4 Verificação da segurança de uma corda da treliça

Para efectuar o dimensionamento das cordas superior e inferior foi escolhida aquela que está mais solicitada ao maior esforço normal de compressão (esta decisão surge porque não existe qualquer interesse numa repetição de procedimentos já concretizados noutros elementos), considerando o período de utilização da estrutura e apenas os estados limites últimos são verificados.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 6 sobre o dimensionamento de treliças.

Esforços actuantes

O esforço normal máximo actuante na corda inferior é o seguinte (alusivo à envolvente das combinações possíveis):

$$N_{Ed} = -103,47 \text{ kN}$$

Refira-se que as excentricidades em serviço não excedem o valor limite de $L/3500$, e por essa razão os efeitos produzidos pelas cargas transversais (vento de elevação) foram negligenciados, ver o Apêndice 6.

Verificação da resistência e da estabilidade da barra

Como a secção transversal dos varões é compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, significando isto que a secção não é influenciada por fenómenos de encurvadura local, e portanto, a secção dos varões é de classe 1.

Desta forma, o esforço axial plástico resistente do varão é dado por (a resistência pode ser analisada em regime plástico porque a secção suporta a plastificação total):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 437,10 \text{ kN}$$

Onde, $A = 12,57 \text{ cm}^2$ é a área da secção transversal do varão com diâmetro de 40 mm.

Para verificação da estabilidade da barra comprimida considerou-se a abordagem da NP EN 1993-1-1, a qual utiliza um factor de redução¹² que define a perda de esforço axial plástico para ter consideração a influência da esbelteza, das imperfeições geométricas¹³ e das tensões residuais¹⁴.

De acordo com o EC3, o comprimento de encurvadura por flexão tanto no plano como fora do plano da treliça é dado por:

$$L_{cr,z} = L_{cr,y} = 0,9 \times L = 1,32 \text{ m}$$

Onde, $L = 1,467 \text{ m}$ é a distância entre montantes da treliça.

Por outro lado, atendendo à influência dos montantes da treliça (admite-se que a estabilidade da treliça está garantida pela rigidez torsional do tubo CHS e pela utilização de contraventamentos eficientes – ver o Apêndice 6), o comprimento de encurvadura por flexão fora do plano da treliça é dado por

¹² No dimensionamento à encurvadura dos elementos entra-se com um parâmetro que contempla as imperfeições geométricas e materiais, e que pode ser considerado proporcional à esbelteza da coluna (a amplitude das imperfeições depende do tipo de perfil e do eixo de flexão associado ao modo de encurvadura).

¹³ As colunas (elementos estruturais em compressão) têm sempre imperfeições geométricas, isto é, mesmo na ausência de cargas o seu eixo não é perfeitamente recto.

¹⁴ As tensões residuais são devidas ao processo de fabrico dos perfis, mais especificamente, devido à forma como se dá o arrefecimento após o processo de laminagem.

(apesar do modelo estrutural das cordas – elementos contínuos – não coincidir com o proposto Engesser, ir-se-à admitir que a solução está ainda do lado da segurança porque o esforço axial da corda é variável – ver o Apêndice 6):

$$L_{cr,z} = \pi \times \sqrt[4]{\frac{a_a}{k_y} \times \frac{EI_{z,inf.}}{4}} = 0,52 \text{ m}$$

Onde, $a_a = 1,467 \text{ m}$ é o espaçamento entre suportes elásticos (montantes da treliça); k_y é o coeficiente de rigidez de flexão da cruciforme com inércia variável em consola (rigidez que o montante da treliça oferece a um deslocamento unitário na extremidade livre), determinado com base nas funções de forma de uma viga uniforme (formulação aproximada):

$$k_y = \int_0^L \left[\frac{d^2 N_1(x)}{dx^2} \right]^2 EI(x) dx \approx 18000 \text{ kNm/rad}$$

Em que, $N_1(x) = \frac{3}{2} \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{L} \right)^3$ é a função de forma para flexão de elemento de viga uniforme (o deslocamento transversal tem uma variação ao longo da barra caracterizada por um polinómio de 3º grau, sendo os coeficientes determinados pelas condições de extremidade do deslocamento transversal e da rotação); $I(x)$ é a inércia de flexão do montante em relação ao eixo perpendicular ao plano da treliça (secção cruciforme de largura e altura variável ao longo do vão).

Em seguida determina-se a esbelteza relativa da corda em relação ao plano de encurvadura mais desfavorável, donde se obtém:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,8$$

$$\lambda_\phi = \frac{L_{cr}}{i_\phi} = 132 \Rightarrow \bar{\lambda}_\phi = \frac{\lambda_\phi}{\lambda_1} = 1,52$$

A curva de encurvadura lateral recomendada pela Parte 1-1 do EC3 é a curva c , ao que corresponde um factor de imperfeição $\alpha_c = 0,49$, pelo que resulta um factor de redução associado à encurvadura por flexão:

$$\Phi_\phi = 0,5 \times \left(1 + \alpha_c (\bar{\lambda}_\phi - 0,2) + \bar{\lambda}_\phi^2 \right) = 1,98; \chi_\phi = \frac{1}{\Phi_\phi + \sqrt{\Phi_\phi^2 - \bar{\lambda}_\phi^2}} = 0,31$$

Logo,

$$N_{b,Rd} = 135,50 \text{ kN}$$

Comentário à esbelteza do elemento

O Eurocódigo 3 não impõe limites ao valor das esbeltezas de colunas (elementos comprimidos), porém, como o valor do esforço axial resistente é fortemente reduzido para esbeltezas muito grandes, o limite da esbelteza de uma coluna acaba por ser imposto indirectamente (Virtuoso, 2009).

Acrescente-se que a esbelteza da corda, $\lambda_\phi = 132$, é inferior à esbelteza limite recomendável (ver Apêndice 6) para elementos comprimidos em geral, $\lambda \leq 180$, e também para elementos comprimidos sujeitos à fadiga, $\lambda \leq 160$.

4.5 Verificação da segurança de uma viga com duplo entalhe

Os cálculos seguintes são referentes a uma viga acessória apoiada nas vigas adjacentes (todas elas no perímetro da cobertura), considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados.

Os diagramas de esforços actuantes na viga acessória são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento sobre a maior dimensão, e foram obtidos por uma análise elástica (ver Figura 4.19).

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 9 sobre vigas com duplo entalhe nas extremidades.

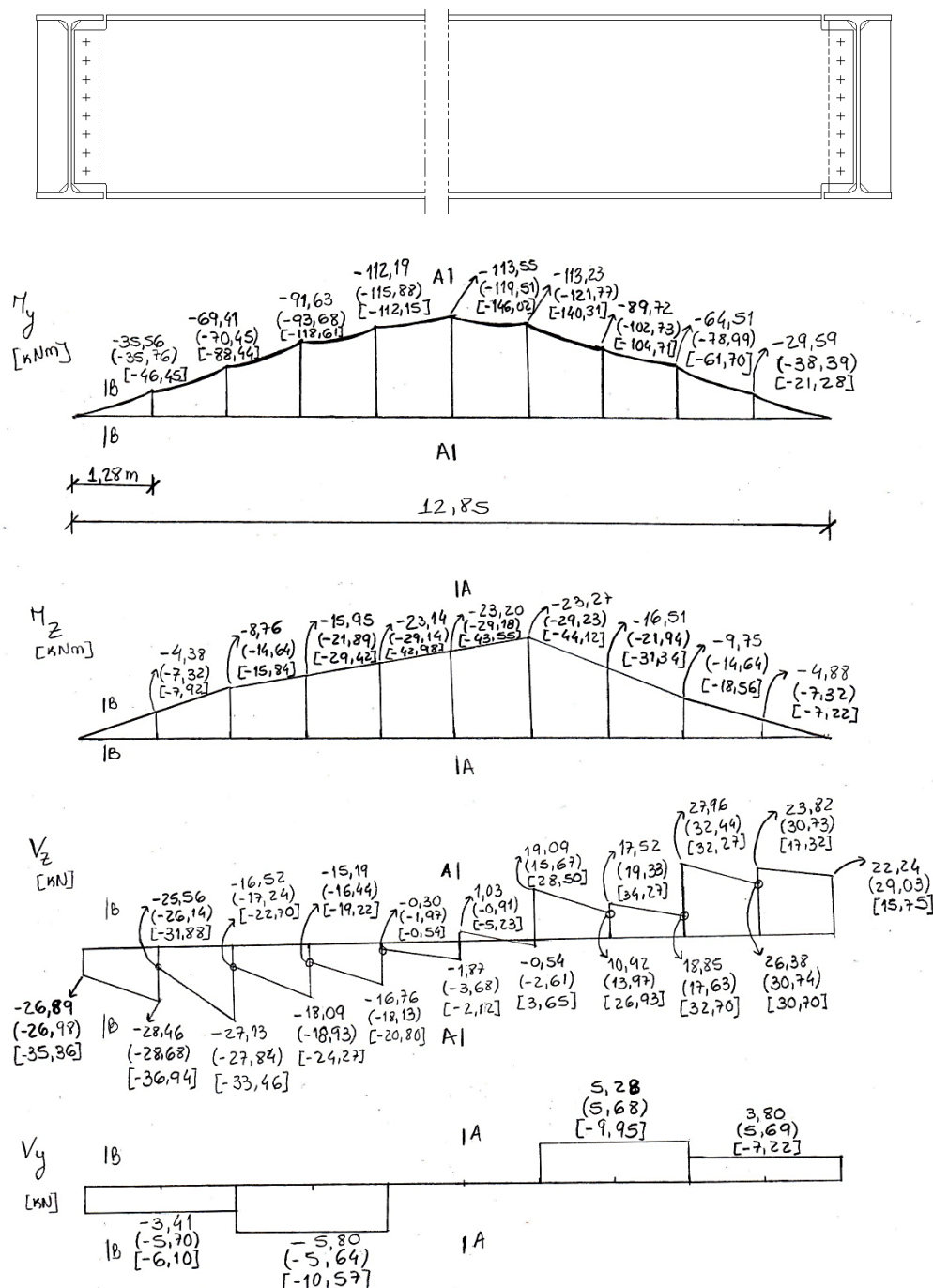


Figura 4.19 – Diagramas de esforços para a combinação 4 adaptada ao estado limite último (situação mais desfavorável): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de

ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações

Diagramas de esforços

Analisando os diagramas de esforços da Figura 2.16 verifica-se que as secções mais esforçadas da viga bi-apoiada estão submetidas aos seguintes esforços:

- Secção de meio vão

$$M_{Ed,z}^{1/2} = -23,20 \text{ kNm} ; M_{Ed,y}^{1/2} = -113,55 \text{ kNm}$$

- Secções próximas do apoio

$$V_{y,Ed} = 28,46 \text{ kN}; V_{z,Ed} = 5,60 \text{ kN}$$

Classificação da secção

Tendo em conta que a flexão é o esforço condicionante opta-se por classificar a secção mais esforçada, ou seja, a secção de meio vão.

A classe da secção IPE 600 quando submetida a flexão é obtida com base na verificação das seguintes condições (de acordo com a Parte 1.1 do EC3):

- Alma da viga à flexão,

$$\frac{c}{t} = 46,83 < 72\varepsilon = 66,24$$

- Banzo da viga à compressão,

$$\frac{c}{t} = 4,21 < 9\varepsilon = 8,28$$

Como ambas as partes da secção IPE 600 são de classe 1, então a secção é globalmente de classe 1.

Verificação da resistência das secções transversais

Os esforços transversos resistentes segundo as direcções z e y são avaliados através das seguintes expressões:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \text{ e } V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Sendo as áreas de corte da secção dadas por $A_{vz} = 83,60 \text{ cm}^2$ e $A_{vy} = 83,60 \text{ cm}^2$, então para as secções mais solicitadas ao corte vem que:

$$V_{Ed,y}^{Max} = 28,46 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd,y} = 663,67 \text{ kN}$$

Mais,

$$V_{Ed,z}^{Max} = 5,60 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd,y} = 662,25 \text{ kN}$$

Donde se conclui que está verificada a segurança ao esforço transversal e que não é necessário reduzir o momento flector resistente da secção em termos de interacção flexão – esforço transversal.

Na secção de meio vão submetido a flexão desviada, a interacção de esforços pode ser verificada através da seguinte condição:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

De acordo com a Parte 1.1 do EC3, como o esforço axial não é relevante, deverão adoptar-se os parâmetros $\alpha = 2$ e $\beta = 1$ (dependentes da forma da secção).

Os momentos plásticos resistentes em torno dos eixos y-y e z-z são obtidos pelas expressões:

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 133,54 \text{ kNm} ; M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 966,8 \text{ kNm}$$

Portanto, para a condição de segurança tem-se:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = 0,15 \leq 1,0$$

A secção IPE 600, em aço S275, possui capacidade suficiente para resistir aos esforços aplicados.

Verificação da estabilidade do elemento

A estabilidade do elemento em análise, constituído por uma secção de classe 1 e sujeito a flexão desviada diz-se estar assegurada se as condições seguintes forem satisfeitas (levando em conta que o esforço axial é aproximadamente zero):

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Em que, k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} são factores de interacção dependentes dos fenómenos de instabilidade e de plasticidade.

Como o elemento é constituído por uma secção susceptível de sofrer deformações de torção (secção aberta de paredes finas), admite-se que a encurvadura lateral constitui o modo de instabilidade relevante. Para cálculo dos factores de interacção, ir-se-á recorrer ao método 2 definido no EC3, cujas expressões são (levando em atenção que o esforço axial é aproximadamente zero):

$$k_{yy} = C_{my} ; k_{zy} = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \bar{\lambda}_z \geq 0,4 \\ 0,6 + \bar{\lambda}_z & \text{se } \bar{\lambda}_z < 0,4 \end{cases} ; k_{yz} = 0,6k_{yy} ; k_{zz} = C_{mz}$$

Para a determinação da esbelteza em torno do eixo de menor inércia, $\bar{\lambda}_z$, ir-se-á considerar que as condições de apoio da viga são rotuladas (devido à presença de entalhes nas extremidades), resultando num comprimento de encurvadura no plano perpendicular à estrutura igual ao vão da viga (isto é, $k_z = k_w = 1,0$). Deste modo, a esbelteza relativa ao eixo z-z de flexão é dada por:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,8$$

$$\lambda_z = \frac{L_{E,z}}{i_z} = 2757,51 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 31,77$$

Seguem-se o momento crítico, M_{cr} , e o coeficiente de esbelteza, $\bar{\lambda}_{LT}$, que são determinados da maneira seguinte:

O momento crítico numa viga em I bissimétrica simplesmente apoiada, e com cargas uniformemente distribuídas ao longo do vão (na verdade trata-se de um conjunto de cargas pontuais igualmente espaçadas), pode ser estimado através da seguinte expressão (momento crítico sem consideração dos entalhes):

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times \frac{\pi \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}}{L_b}$$

Com,

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \times \left[\sqrt{1 + \kappa_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j) \right]$$

$$\kappa_{wt} = \frac{\pi}{k_w \times L_b} \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}; \zeta_g = \frac{\pi \times z_g}{k_z \times L_b} \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}; \zeta_j = \frac{\pi \times z_j}{k_z \times L_b} \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

Os valores para os coeficientes C_1, C_2, C_3 são dados em função do tipo de carregamento, condição de apoio, geometria e propriedades da secção transversal. De acordo com alguns autores (Koleková & Baláz, 2012) para a situação de viga bi-apoiada, de secção bissimétrica, e sujeita a carga distribuída, os coeficientes são:

$$k_{wt} = 0,62 (\geq 1,0)$$

$$C_1 = C_{1,0} + (C_{1,1} - C_{1,0}) \times k_{wt} = 1,1 \quad ; \quad C_2 = 0,459 \quad ; \quad C_3 = 0,525$$

Procedendo ao cálculo dos restantes parâmetros adimensionais, obtém-se os valores seguintes:

- Como a secção é duplamente simétrica é dispensável o cálculo de ζ_j (coeficiente que leva em conta a assimetria ou monossimetria da secção);
- $\zeta_g = 0,54$ (coeficiente que toma em atenção o ponto de aplicação das cargas em relação ao centro de gravidade da secção);
- $\mu_{cr} = 1,08$ (parâmetro que combina os efeitos de restrição à flexão e ao empenamento, ponto de aplicação da carga, o tipo de carregamento, condições de apoio, e a configuração da secção);

Portanto, considerando que as secções de apoio possuem restrições iguais às do “caso padrão”, vem então:

$$M_{cr} = 257,43 \text{ kNm}$$

Para se proceder à introdução da influência dos entalhes no momento crítico¹⁵ é necessário determinar os parâmetros seguintes:

- Parâmetro de torção: $k = \frac{E \times I_w}{G \times I_t \times L_b^2} = 0,027$
- Coeficiente geométrico: $\alpha = \frac{h_b}{2 \times h_n} + \frac{4 \times l_n}{h_b} = 1,02$
- Coeficiente do gradiente de momento: $C_1 \approx 1,12$
- Coeficiente de redução: $r_n = 1 - \frac{\alpha \sqrt{k}}{C_1} = 0,85$

¹⁵ É de referenciar que seguindo o procedimento indicado por (Cheng et al, 1984), o momento crítico com consideração de entalhes é igual a:

$$M_{cr,n} = 246,58 \text{ kNm}$$

Portanto, a expressão proposta por (Lindner & Gietzect, 1985) dá resultados mais severos à segurança, e o seu maneio é muito mais simples.

Portanto, o momento crítico com consideração dos entalhes é dado por:

$$M_{cr,n} = r_n \times M_{cr} = 218,82 \text{ kNm}$$

Para o coeficiente de esbelteza adimensional relativo à encurvadura lateral – torsional vem:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = 2,10$$

Como se trata de uma secção em I, com $h/b > 2$, o coeficiente de imperfeição é dado pela curva b , resultando assim:

$$\alpha_{LT} = 0,34 ; \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 3,0$$

Com base nesses parâmetros, determina-se o coeficiente de redução através da expressão:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,20$$

Prosseguindo, para calcular os factores de interacção, primeiramente, é necessário determinar os coeficientes equivalentes de momento uniforme.

Para o diagrama de momentos flectores em torno de y , assumindo que a forma do diagrama de momentos é igual ao indicado na Figura 4.20, obtém-se:

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = 0 ; \psi_y = 0$$

Novamente, considerando a situação de carga uniforme, obtém-se:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05\alpha_h = 0,95$$

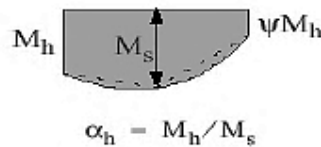


Figura 4.20 – Indicação dos parâmetros auxiliares de cálculo do coeficiente de momento uniforme, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)

Relativamente ao diagrama de momentos flectores em torno de z obtém-se o mesmo resultado, vindo $C_{mz} = 0,95$, porque o momento de extremidade é nulo e a forma do diagrama é igual à indicada na Figura 4.20.

Com base nos valores e indicações anteriores, temos:

$$k_{yy} = 0,95; k_{zy} = 1,0; k_{yz} = 0,57; k_{zz} = 0,95$$

Por conseguinte, as condições para verificação da encurvadura lateral são:

$$k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,66 \leq 1,0$$

$$k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,75 \leq 1,0$$

Verificação da resistência e estabilidade da região entalhada (dimensões geométricas no corte Q.Q)

- Verificação da região entalhada da alma ao corte

A resistência ao corte da alma entalhada da viga considerando a secção bruta é dada por (plano de corte não alinhado com uma linha de parafusos):

$$V_{Rd,g} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 857,37 \text{ kN}$$

Onde, $A_v = 54 \text{ cm}^2$ é a área bruta resistente ao corte.

A resistência ao corte da alma entalhada da viga considerando a secção efectiva é obtida por (plano de corte alinhado com uma linha de parafusos):

$$V_{Rd,n} = \frac{A_{v,net}}{\gamma_{M2}} \times \frac{f_u}{\sqrt{3}} = 691,16 \text{ kN}$$

Onde, $A_{v,net} = 34,80 \text{ cm}^2$ é a área útil resistente ao corte.

A resistência à rotura em bloco da alma entalhada da viga é dada por:

$$V_{Rd,b} = \frac{0,5 \times f_u \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 652,55 \text{ kN}$$

Onde, $A_{nt} = 3,60 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada à tracção e $A_{nv} = 37,20 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada ao corte, ambas referentes a um modo de rotura com predominância de corte.

Tomando em conta que a resistência ao corte da região entalhada corresponde ao mínimo dos valores anteriores, tem-se:

$$V_{Rd,min} = 652,55 \text{ kN}$$

Por fim, atendendo ao requisito de segurança indicado pela condição seguinte:

$$V_{Ed} \approx 27 \text{ kN} < 652,55 \text{ kN} = V_{Rd}$$

É possível concluir que a secção entalhada da alma resiste ao corte a que está sujeita.

- Verificação da região entalhada da alma à interacção de corte com flexão

Para assegurar a segurança é necessário garantir:

$$V_{Ed} \times (g_h + l_n) = 1,35 \text{ kNm} < M_{c,Rd}$$

Como o corte é baixo (ou seja, $V_{Ed} < 0,5 \times V_{Rd,min}$), então o momento resistente na região dos parafusos é dado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y}{6 \times \gamma_{M0}} \times t_w \times (e_1 + (n_1 - 1) \times p_1 + h_e)^2 = 137,5 \text{ kNm}$$

Logo, a secção rectangular do entalhe tem capacidade suficiente para resistir aos esforços aplicados.

A averiguação da interacção de flexão com esforço transversal junto da linha de parafusos é dispensada se a condição seguinte for verificada:

$$d_n = 50 \geq 2d_0 = 44 \text{ mm}$$

Portanto, esta verificação não é necessária porque a ligação só tem uma linha de parafusos e o comprimento do entalhe é curto.

- Verificação da região entalhada da alma à encurvadura local

Para dispensar a averiguação da encurvadura local da alma na região entalhada, as condições seguintes têm que ser verificadas:

$$d_n = 50 \leq h_b/5 = 100$$

Mais ainda, como se trata de um perfil em aço S275 e o entalhe tem uma relação $h_b/t_{w,b} = 42,67 \leq 54,3$, então:

$$l_n = 90 \leq h_b = 500$$

Logo, é dispensada a verificação.

4.6 Verificação da segurança de um tramo da viga contínua de dois tramos

Os cálculos seguintes são referentes a um trecho da viga de bordadura localizado no alinhamento E, ilustrado nas Figura 1 do Apêndice 4 e Figura 4.21 (mais especificamente um tramo da viga contínua de dois tramos que está entre os cruzamentos dos alinhamentos 2-E e 4-E, ver *DESENHO N°50*), e considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados.

Os diagramas de esforços actuantes na viga são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento sobre ambos os lados do edifício.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações indicadas no Apêndice 4 sobre concepção de apoio.

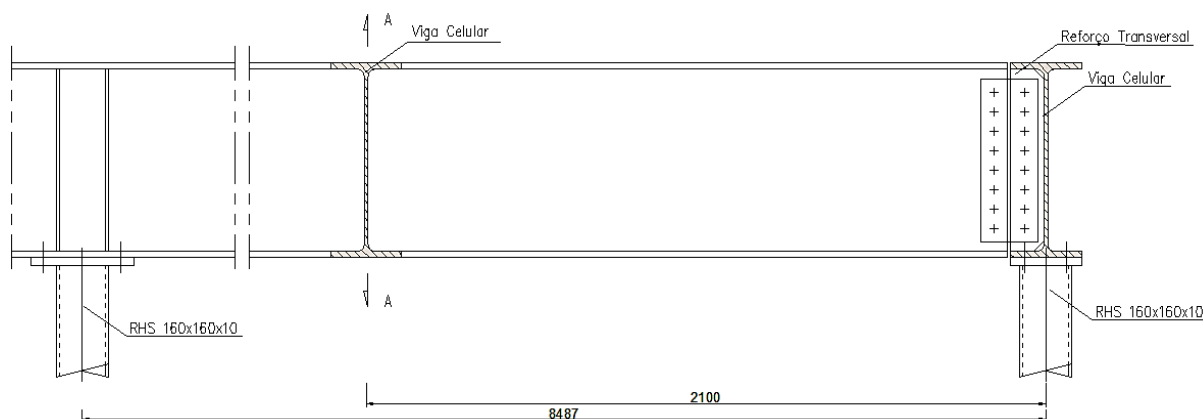


Figura 4.21 – Troço da viga de bordadura coincidente com um tramo de viga contínua de dois tramos que está entre os cruzamentos dos alinhamentos 2-E e 4-E, ver *DESENHO N°50* (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Saliente-se que na viga de bordo foi utilizado um perfil IPE 600 em aço S275, cujas principais características geométricas da secção são as seguintes: $A = 156 \text{ cm}^2$, $W_{pl,y} = 3512 \text{ cm}^3$, $W_{el,y} = 3069 \text{ cm}^3$, $I_y = 92080 \text{ cm}^4$, $i_y = 24,30 \text{ cm}$, $W_{pl,z} = 485,6 \text{ cm}^3$, $W_{el,z} = 307,9 \text{ cm}^3$, $I_z = 3387 \text{ cm}^4$, $i_z = 4,66 \text{ cm}$, $I_t = 165,4 \text{ cm}^4$, $I_w \times 10^{-3} = 2846 \text{ cm}^6$.

Acção do vento sobre a menor dimensão

Diagrama de esforços

Utilizando uma análise elástica para determinar os esforços provocados pela acção do vento sobre a menor dimensão do edifício (ver Figura 4.22), verifica-se que a secção mais condicionante coincide com a secção A.A indicada na Figura 4.21 que está submetida aos esforços seguintes:

$$M_{Ed,y} = 43,23 \text{ kNm} ; M_{Ed,z} = 23,27 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,y} = (11,08 + 7,70) \text{ kN} ; V_{Ed,z} = (21,87 + 5,24) \text{ kN} ; N_{Ed} = -190,53 \text{ kN}$$

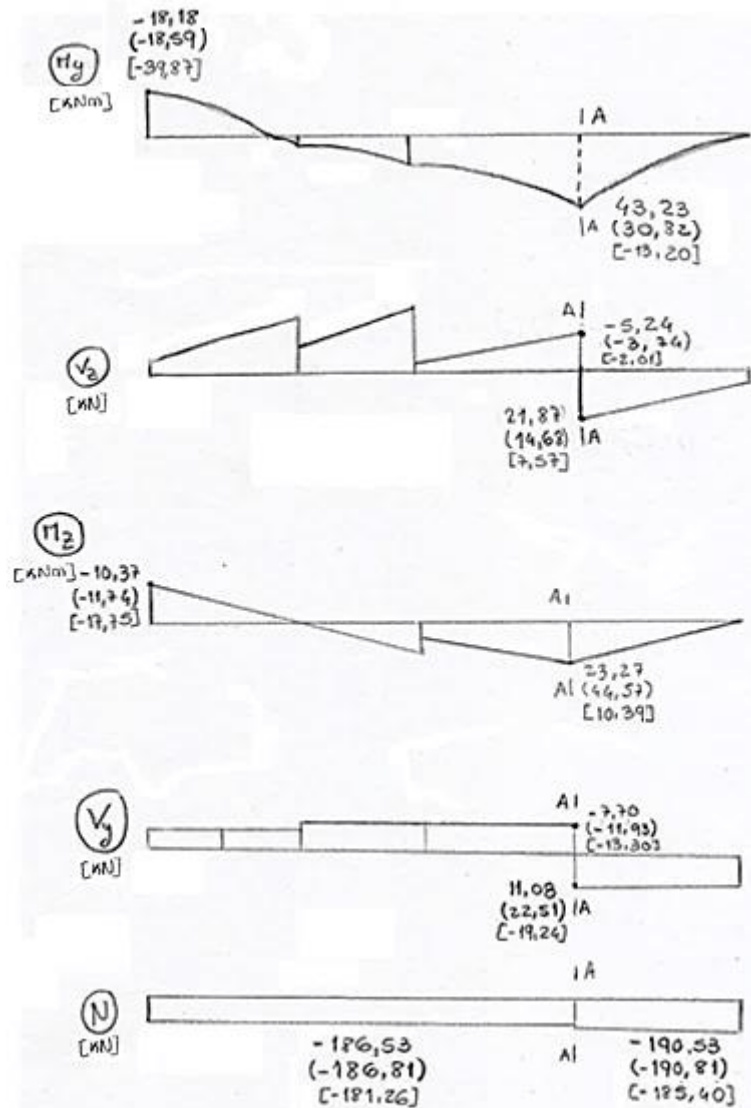


Figura 4.22 – Diagramas de esforços para a combinação 5 adaptada ao estado limite último (uma das situações mais desfavoráveis): os valores sem parênteses correspondem à aplicação do RSA e comportamento estimado de ligações; os valores em parênteses curvos correspondem à aplicação do RSA e comportamento real das ligações; os valores em parênteses rectos correspondem à aplicação do EC1 e comportamento estimado das ligações.

Verificação da classe da secção

Para um elemento submetido à flexão desviada com compressão onde as sucessivas secções são submetidas a esforços diferentes a classe da secção pode variar ao longo do elemento, e por esta razão ir-se-á verificar a secção A.A da combinação 5 por se tratar da situação mais desfavorável.

Previamente à verificação da classe da secção (de acordo com o EC3) deve-se determinar a linha neutra plástica que cruza a alma. Para tal, antes de mais deve-se determinar a zona plastificada da alma c_N devido ao esforço normal (ver Figura 4.23):

$$N_{Ed} = c_N \times t_w \times f_y \Leftrightarrow c_N = 57,58 \text{ mm}$$

$$c_H = \frac{c}{2} + \frac{c_N}{2} = 309,79 \text{ mm}$$

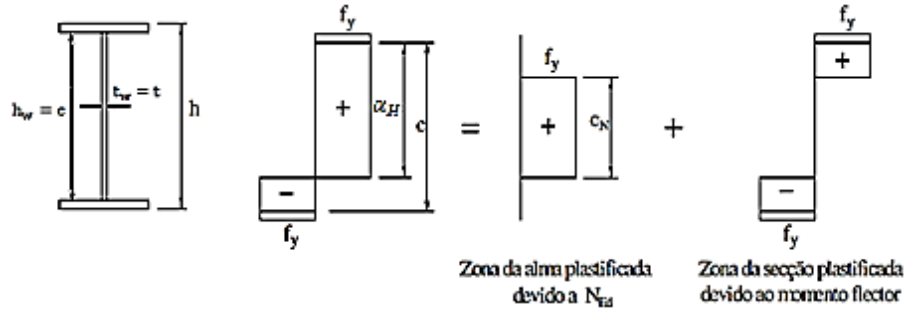


Figura 4.23 – Classificação de seções: Zonas plastificadas da seção devido ao esforço normal e ao momento flector, adaptado de (Camotim, Basaglia, & Silvestre, 2010)

Seguidamente, calcula-se o parâmetro α_H correspondente à relação entre a altura da zona da alma comprimida e a altura total da alma, dado por:

$$\alpha_H = \frac{c_H}{c} = 0,55$$

Como neste caso se tem $\alpha_H > 0,5$, com base na condição seguinte (conforme o EC3):

$$\frac{c}{t} = 46,83 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha_H - 1} = 59,24$$

Pode-se classificar a alma como sendo componente interno de classe 1.

Para classificar o banzo ir-se-á assumir que este apenas é sujeito a compressão (situação mais desfavorável):

$$\frac{c}{t} = 4,21 < 9\varepsilon = 8,28$$

Logo, o banzo é um componente externo de classe 1.

Concluindo, como ambas as partes da seção são de classe 1, então a seção é globalmente de classe 1.

Verificação da resistência das seções transversais

O esforço transversal resistente plástico de uma seção em I, para uma carga paralela à alma, é dado por:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1330,50 \text{ kN}$$

Onde, A_{vz} é a área resistente ao corte na direcção z, calculada por:

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f \geq \eta \times h_w \times t_w \Leftrightarrow A_{vz} = 83,80 \text{ cm}^2 \geq 67,44 \text{ cm}^2$$

Como $V_{Ed,z} = 27,11 \ll V_{pl,Rd,z}$, está verificada a resistência ao esforço transversal.

Adicionalmente, a verificação da encurvadura da alma por esforço transversal está dispensada se a condição seguinte for satisfeita, quando a alma não está reforçada:

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Considerando conservativamente $\eta = 1$, temos $\frac{h_w}{t_w} = 46,83 < 66,24$, logo está dispensada a verificação.

O esforço transversal resistente plástico de uma secção em I, para uma carga paralela aos banzos, é dado por:

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1327,33 \text{ kN}$$

Onde, A_{vy} é a área resistente ao corte na direcção y, calculada por:

$$A_{vy} = A - h_w t_w = 83,60 \text{ cm}^2$$

Como $V_{Ed,y} = 18,78 \ll V_{pl,Rd,y}$, está verificada a resistência ao esforço transversal.

Para a verificação da flexão composta, o esforço axial resistente é dado por:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 4290 \text{ kN}$$

Com base nas dimensões da alma: $h_w = 562 \text{ mm}$ e $t_w = 12 \text{ mm}$, e na verificação das seguintes condições:

$$N_{Ed} = 190 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 1072,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 190 \text{ kN} \leq 0,5 \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 937,3 \text{ kN}$$

Conclui-se, segundo o EC3, que não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de y por causa do esforço axial, ou seja:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 965,8 \text{ kNm}$$

Como $N_{Ed} = 190 \text{ kN} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 1854,6 \text{ kN}$, também não é necessário reduzir o momento plástico resistente segundo z, ou seja:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 133,54 \text{ kNm}$$

A flexão desviada é verificação através da condição:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Sendo $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,04$, e tratando-se de uma secção IPE tem-se:

$$\alpha = 2 \quad ; \quad \beta = 5n_{pl} = 0,2$$

Porém, o parâmetro β deve verificar a condição $\beta \geq 1$ e por isso toma-se $\beta = 1,0$.

Com base nos parâmetros acima, obtém-se:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^1 = 0,18 (\leq 1,0)$$

Logo, a secção IPE600, em aço S275, possui capacidade suficiente para resistir aos esforços aplicados.

Verificação da estabilidade do elemento

Para o elemento em análise, submetido à combinação de flexão desviada com compressão, constituído por uma secção de classe 1, a estabilidade é verificada através das seguintes condições:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}}}{\gamma_{M_1}} + k_{yy} \times \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}}{\gamma_{M_1}} + k_{yz} \times \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M_1}} \leq 1,0$$
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}}}{\gamma_{M_1}} + k_{zy} \times \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}}{\gamma_{M_1}} + k_{zz} \times \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M_1}} \leq 1,0$$

Os factores de interacção k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} serão obtidos pelo método 1 previsto no EC3.

Refira-se que o método 1 e o método 2 diferem no cálculo dos factores de interacção, sendo o método 1 mais complexo, porém, o método 1 distingue quantitativamente os elementos susceptíveis de sofrer deformações de torção, enquanto que no método 2 apenas de uma forma qualitativa, sendo pouco preciso nalgumas situações.

- Sensibilidade do elemento às deformações por flexão

Saliente-se que, em território português, os coeficientes parciais de segurança definidos para a resistência das secções transversais, γ_{M_0} , e para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, γ_{M_1} , são ambos iguais à unidade. Portanto, as resistências características da secção são iguais às resistências de cálculo da secção (e os fenómenos de encurvadura são incluídos apenas através de um coeficiente de redução da resistência da secção), ou seja:

$$N_{Rk} = A \times f_y = 4290 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \times f_y = 965,8 \text{ kNm} ; M_{z,Rk} = W_{pl,z} \times f_y = 133,54 \text{ kNm}$$

De acordo com as condições de apoio definidas no projecto (as quais constam nas considerações já supracitadas), os comprimentos de encurvadura por flexão nos diferentes planos são determinados da seguinte forma:

- Encurvadura no plano da estrutura (plano x-z)

A determinação do comprimento de encurvadura para um problema conforme a Figura 4.24 pode ser encontrado na literatura (Dias da Silva, 1995), contudo para a sua aplicação é necessário calcular o parâmetro auxiliar seguinte:

$$\alpha = \frac{L}{L'} = 3,04$$

Onde, α é a relação entre o maior e o menor troços da viga principal que resultam da presença da viga secundária. Saliente-se que na configuração deformada representada na Figura 4.24 é possível constatar que se assume deslocamento igual a zero como melhoria de comportamento da viga principal devido à presença da viga secundária.

Portanto,

$$L_{E,z} = 0,77 \times L = 4917,99 \text{ mm}$$

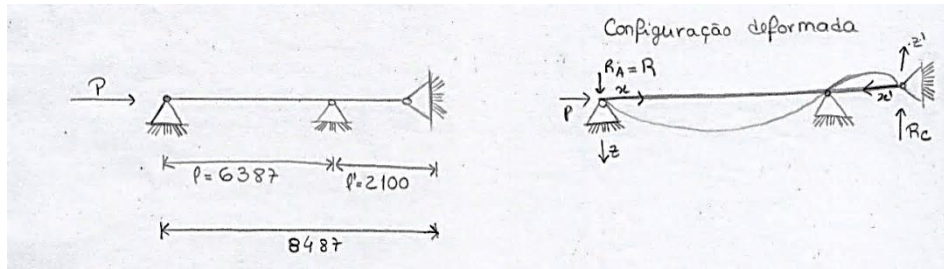


Figura 4.24 – Modelo estrutural para determinação do comprimento de encurvadura da viga no plano de estrutura (plano x – z)

○ Encurvadura fora do plano da estrutura (plano x-y)

A determinação do comprimento de encurvadura para um problema conforme a Figura 4.25 pode ser encontrado na literatura (Calado, 1994), contudo para a sua aplicação é necessário calcular os parâmetros auxiliares seguintes:

$$\alpha = \frac{m}{\phi} = 4821,6 \text{ kNm/rad}; \beta = \frac{\alpha \times L}{E \times I} = 0,21$$

Onde, α é a rigidez rotacional da ligação e β é o quociente entre a rigidez da ligação e a rigidez de flexão do elemento.

Portanto,

$$L_{E,y} = 0,87 \times L = 7399,62 \text{ mm}$$

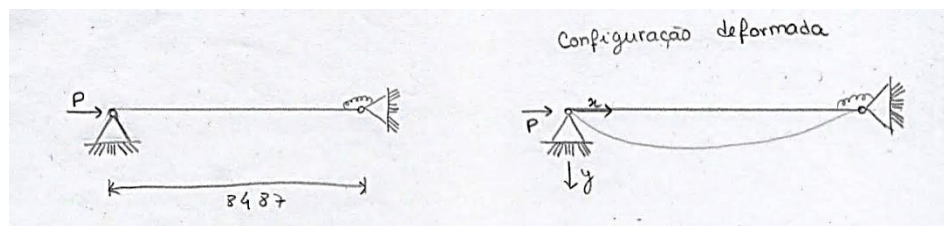


Figura 4.25 – Modelo estrutural para determinação do comprimento de encurvadura da viga fora do plano de estrutura (plano x – y)

Com base nesses valores, determinam-se as cargas críticas à encurvadura por flexão (em torno dos eixos y-y e z-z) são dados por:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{E,y}^2} = 34851,45 \text{ kN}; N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{E,z}^2} = 2900,04 \text{ kN}$$

Os coeficientes de encurvadura de redução devidos à encurvadura por flexão χ_y e χ_z são determinados a seguir.

Primeiramente começa-se pela determinação das esbeltezas relativas da viga em relação aos eixos principais de inércia, a partir das cargas críticas de encurvadura da viga nas diferentes direcções, donde se obtém:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,y}}} = 0,351; \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,z}}} = 1,216$$

Logo,

$$\bar{\lambda}_{max} = \text{Max}\{\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z\} = 1,216$$

Em seguida, tendo em conta as características geométricas e de fabrico da viga determina-se a curva de encurvadura lateral proposta pela Parte 1-1 do EC3:

$$\frac{h}{b} = 2,72 > 1,2 \quad ; \quad t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Com base nos parâmetros anteriores e nos factores de imperfeição, α_c , correspondentes às curvas de encurvaduras, obtêm-se os factores de redução associados à encurvadura por flexão:

- Flexão em torno de y – curva a ($\alpha_c = 0,21$)

$$\Phi_y = 0,5 \times \left(1 + \alpha_c(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2\right) = 0,58 ; \quad \chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,965$$

- Flexão em torno de z – curva b ($\alpha_c = 0,34$)

$$\Phi_z = 0,5 \times \left(1 + \alpha_c(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right) = 1,41 ; \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,49$$

Para obtenção do momento crítico, M_{cr} , e do coeficiente de esbelteza para a encurvadura lateral, $\bar{\lambda}_{LT}$, admite-se que as cargas actuantes são aplicadas no banzo superior da viga, e também que os factores das condições de apoio são $k_z = 1,0$ (refere-se às rotações nas secções extremas em torno do eixo e menor inércia) e $k_w = 1,0$ (refere-se à restrição do empenamento nas mesmas secções).

A escolha do coeficiente $k_w = 1,0$ serve para levar em conta a existência (na zona dos reforços) de uma rigidez parcial ao empenamento (similar a um meio tubo) numa extremidade, enquanto que na outra extremidade apenas há um reforço sem restrição ao empenamento, no entanto, quaisquer destas extremidades não impede a encurvadura lateral, e portanto $k_z = 1,0$.

Saliente-se que está sempre do lado da segurança admitir-se que a restrição à flexão lateral e ao empenamento é desprezável, ou seja, considerar o troço da viga com condições de extremidade iguais às do “caso padrão”, $k_w = k_z = 1,0$.

Para as condições de apoio e de carregamento indicadas, em (Koleková & Baláz, 2012) é preconizado que o momento crítico pode ser estimado através da expressão seguinte:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times \frac{\pi \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}}{L_b}$$

Com,

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \times \left[\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j) \right]$$

Onde os parâmetros adimensionais k_{wt} , ζ_g e ζ_j são definidos por:

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}} ; \quad \zeta_g = \frac{\pi \times z_g}{k_z \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}} ; \quad \zeta_j = \frac{\pi \times z_j}{k_z \times L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

Mais ainda, os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 têm o significado seguinte:

- O coeficiente C_1 é um parâmetro que caracteriza a forma do diagrama do momento flector, ou mais especificamente, citando a Parte 1.1 do EC3: “coeficiente que traduz a relação entre o valor crítico do máximo momento flector num elemento e o valor crítico do momento flector uniforme nesse mesmo elemento considerado com extremidades articuladas”;

- O coeficiente C_2 é um parâmetro que traduz a rigidez do suporte embora apenas útil quando o carregamento não é aplicado no centro de corte, e no caso da acção principal serem momentos toma valor nulo;
- O coeficiente C_3 é um parâmetro que traduz a presença de banzos desiguais na secção transversal da viga (secções monossimétricas), contudo só é útil para secções transversais em I ou H não simétricas na direcção y-y (eixo de maior inércia).

Considerando que o diagrama de momentos $M_{y,Ed}$ mostrado na Figura 4.22 se deve à aplicação de momentos de extremidade, então o parâmetro correspondente à proporção de momentos de extremidade é dado por (ver Figura 4.27):

$$\psi_{LT} = -0,42$$

Com base nesse parâmetro anterior, e nas recomendações indicadas em (Koleková & Baláz, 2012), obtém-se que $C_1 \approx 2,47$ (conseguido por interpolação linear), $C_2 = 0$ devido à hipótese do diagrama de momentos derivar da aplicação de momentos de extremidade, e $C_3 = 1,0$ devido ao facto da secção transversal ser duplamente simétrica.

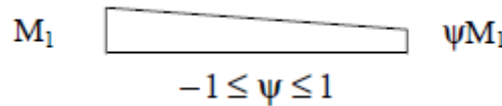


Figura 4.26 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do coeficiente C_1 referente à forma do diagrama de momento flector, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)

Não obstante, na obtenção do momento crítico é dispensável o cálculo de ζ_j porque a secção é duplamente simétrica, e também o cálculo de ζ_g porque o coeficiente C_2 é nulo.

Assim, a partir das características geométricas da secção transversal da viga, vem que $k_{wt} = 1,06$ e ainda o momento crítico dado por $M_{cr} = 1727,80 \text{ kNm}$, donde resulta um coeficiente de esbelteza adimensional:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}} = 0,75$$

Tratando-se de uma secção laminada em I, com $\frac{h}{b} > 2$, o coeficiente de imperfeição é dado por $\alpha_{LT} = 0,34$ (curva b). Por conseguinte, pela aplicação do método geral do EC3¹⁶, obtém-se:

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,87 ; \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,75$$

- Sensibilidade do elemento às deformações por torção

¹⁶ Adicionalmente, de acordo com o Eurocódigo 3, são indicadas correcções aplicáveis em secções laminadas (método alternativo e menos conservativo) para levar em conta a forma do diagrama de momentos flectores ao longo do elemento, entre secções contraventadas, modificando o coeficiente de redução χ_{LT} para:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = 0,89 (\leq 1,0)$$

Em que, o parâmetro f é função do coeficiente de esbelteza (normalizada) relativa à encurvadura lateral torsional, $\bar{\lambda}_{LT}$, e do factor de correcção para o diagrama de momentos, k_c , e está definido no Eurocódigo 3:

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - k_c) \times \left[1 - 2,0 \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] = 0,84 (\leq 1,0)$$

Com,

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} = 0,64$$

Onde, $\bar{\lambda}_{LT} = 0,75$ e $C_1 = 2,47$ têm o significado definido atrás (já calculados anteriormente).

De acordo com o método 1 (preconizado no EC3) considera-se que um elemento não é susceptível de sofrer deformações de torção se $I_t \geq I_y$, porém, no presente caso, como o elemento em análise é constituído por uma secção aberta de paredes finas com $I_t = 165,4 \text{ cm}^4$ menor que $I_y = 92080 \text{ cm}^4$, então a encurvadura lateral-torsional constitui o modo de instabilidade relevante.

No entanto, porque existem contraventamentos laterais em algumas secções ao longo do elemento, este pode ainda ser considerado como não susceptível de sofrer deformações de torção, se for verificada a condição:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \times \sqrt{C_1} \times \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

Em que, $\bar{\lambda}_0$ é o coeficiente de esbelteza adimensional relativo à encurvadura lateral, avaliado para a situação de momento flector constante, entre secções contraventadas lateralmente; e os restantes parâmetros serão indicados mais à frente.

Para a situação de uma viga simplesmente apoiada com secções extremas iguais às do “caso padrão” (já mencionadas anteriormente) e sujeita a momento flector constante no vão, o momento crítico é dado por:

$$M_{cr}^E = \mu_{cr} \times \frac{\pi \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}}{L_b}$$

Com,

$$\mu_{cr} = \sqrt{1 + k_{wt}^2} ; k_{wt} = \frac{\pi}{L_b} \times \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}$$

Logo, $M_{cr}^E = 692,37 \text{ kNm}$.

O coeficiente de esbelteza adimensional relativo à encurvadura lateral obtém-se através da expressão:

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}^E}} = 1,18$$

Para elementos constituídos por secções em I ou H, e com simetria em relação ao eixo y-y, a carga crítica de encurvadura por torção $N_{cr,T}$ é obtida através da expressão (Bourrier & Brozzetti, 1996):

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_c^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_{ET}^2} \right)$$

Com,

$$i_c^2 = y_c^2 + \frac{I_y + I_z}{A}$$

Em que, i_c é o raio de giração polar; y_c é a distância entre o centro de corte e o centro de gravidade da secção, segundo y; L_{ET} é um comprimento equivalente dependente das condições de restrição à torção e ao empenamento nas secções de extremidade; a restante simbologia está definida anteriormente.

No que refere ao comprimento equivalente como na maioria das situações práticas as restrições de apoio são apenas parciais ir-se-á adoptar $L_{ET} = L$ (há restrição à torção em ambas as extremidade, mas só uma delas apresenta restrição parcial ao empenamento). Por outro lado, sendo $y_c = 0 \text{ mm}$, pois o centro de gravidade coincide com o centro de corte da secção e $L_{ET} = 6,387 \text{ m}$, obtém-se:

$$i_c^2 = 611,97 \text{ cm}^2 ; N_{cr,T} = 4552,04 \text{ kN}$$

Relativamente ao coeficiente C_1 para levar em conta a distribuição de momentos (mais concretamente o diagrama de momentos flectores actuantes representado na Figura 4.22) e as condições de apoio nas extremidades, ele é determinado a partir do factor de correcção, k_c , conforme o EC3:

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi} = 0,68 ; \psi = -0,42 ; C_1 = \frac{1}{k_c^2} = 2,16$$

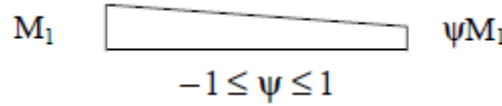


Figura 4.27 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do factor de correcção, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)

Com os parâmetros calculados anteriormente, a verificação se o elemento não é susceptível de sofrer deformações é concretizada pela condição:

$$\bar{\lambda}_0 = 1,18 \not\leq 0,278 = 0,2 \times \sqrt{C_1} \times \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

Concluindo, a secção é susceptível de sofrer deformações por torção, e por isso, é necessário introduzir-se a sua influência na forma de quantificar os factores equivalentes de momento uniforme.

Não obstante, dado que a viga está contraventada numa secção entre apoios (através de uma viga secundária e um reforço transversal), a rotação dessa secção em torno do eixo da viga e o deslocamento do banzo comprimido estão impedidos, e como tal, o comprimento em relação à encurvadura lateral é melhorado.

- Factores de interacção para elementos susceptíveis à deformação por torção

A seguir calculam-se os factores equivalentes de momento uniforme C_{my} , C_{mz} e $C_{mc,T}$ de acordo com o EC3, tendo em conta o facto de se tratar de um elemento susceptível de sofrer deformações de torção.

Para os diagramas de momentos flectores actuantes indicados na Figura 4.22, os factores equivalentes de momento uniforme $C_{my,0}$ e $C_{mz,0}$ são obtidos conforme o EC3:

$$\psi_y = -0,42 ; C_{my,0} = 0,79 + 0,21\psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 0,70$$

$$\psi_z = -0,24 ; C_{mz,0} = 0,79 + 0,21\psi_z + 0,36(\psi_z - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = 0,726$$

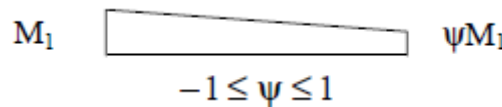


Figura 4.28 – Indicação do parâmetro auxiliar de cálculo do coeficiente de momento uniforme, adaptado de (NP EN 1993-1-1, 2010)

Com base nos valores máximos em módulo dos esforços actuantes ao longo do elemento, e sendo o elemento constituído por uma secção transversal de classe 1, resulta que os parâmetros alterados para se levar em conta os efeitos desfavoráveis das deformações por torção são dados por:

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1,00 (\geq 0)$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \times \frac{A}{W_{el,y}} = 1,16$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \times \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \times a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \times a_{LT}} = 0,86$$

$$C_{mz} = C_{mz,0} = 0,726$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \times \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} = 0,79 (\geq 1,0)$$

Em que, a_{LT} é um factor que mede a ausência de uma adequada inércia de torção na estabilidade do elemento, em relação à inércia de flexão da secção; ε_y é a excentricidade do esforço normal aplicado no centro de gravidade da secção, normalizada em relação à distância do ponto mais afastado da secção.

O cálculo dos termos auxiliares b_{LT} , c_{LT} , d_{LT} e e_{LT} , de acordo com o EC3, é efectuado a seguir (embora a sua definição não seja explícita seguramente estes parâmetros avaliam as consequências na secção pela inexistência de adequada rigidez de torção):

$$b_{LT} = 0,5 \times a_{LT} \times \bar{\lambda}_0^2 \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \times \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = 0,006$$

$$c_{LT} = 10 \times a_{LT} \times \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \times \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = 0,113$$

$$d_{LT} = 2 \times a_{LT} \times \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \times \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \times \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \times M_{pl,z,Rd}} = 0,014$$

$$e_{LT} = 1,7 \times a_{LT} \times \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \times \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = 0,051$$

Segue-se o cálculo dos termos auxiliares μ_y , μ_z , w_y , w_z e n_{pl} definidos no EC3, através das seguintes expressões:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 1,00 ; \mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = 0,965 ; n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} = 0,04$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = 1,14 (< 1,5) ; w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = 1,58 (< 1,5) \Rightarrow w_z = 1,5$$

Em que, μ_y e μ_z são parâmetros que avaliam o excedente de resistência do elemento à instabilidade por flexão (com inclusão de imperfeições geométricas e tensões residuais) após a acomodação de um esforço normal de compressão actuante; w_y e w_z são parâmetros que avaliam a relação entre a resistência da secção à flexão em regime plástico e em regime elástico (quanto maior a área da secção próxima do eixo neutro maior será o coeficiente, porque a contribuição dessa área para a resistência só é totalmente mobilizada quando a secção está plastificada); n_{pl} é um parâmetro que avalia a capacidade da secção ao esforço normal necessária mobilizar para resistir ao esforço normal actuante (sem consideração de fenómenos de instabilidade).

Com os parâmetros calculados anteriormente, os factores C_{yy} , C_{yz} , C_{zy} e C_{zz} são obtidos a partir do EC3, como se descreve a seguir (factores dependentes do grau de plasticidade da secção na situação de colapso do elemento, e também da sensibilidade do elemento às deformações por torção) :

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \times \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \times n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$\Leftrightarrow C_{yy} = 1,00 (\geq 0,87)$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{C_{my}^2 \times \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) \times n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \times \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \times \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$\Leftrightarrow C_{yz} = 0,95 (\geq 0,436)$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{C_{my}^2 \times \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) \times n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \times \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \times \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$\Leftrightarrow C_{zy} = 1,00 (\geq 0,457)$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \times \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} \times C_{mz}^2 \times \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} \times C_{mz}^2 \times \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \times n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$\Leftrightarrow C_{zz} = 1,00 (\geq 0,634)$$

Com base nos termos auxiliares calculados e tendo em conta que a secção do elemento em análise é de classe 1, através das expressões constantes do EC3 determinam-se os factores de interacção k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} (factores dependentes dos fenómenos de plasticidade e de instabilidade associados ao elemento, nomeadamente, classe de secção transversal e sensibilidade às deformações por flexão e torção):

$$k_{yy} = C_{my} \times C_{mLT} \times \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \times \frac{1}{C_{yy}} = 0,86$$

$$k_{yz} = C_{mz} \times \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \times \frac{1}{C_{yz}} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} = 0,57$$

$$k_{zy} = C_{mz} \times C_{mLT} \times \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \times \frac{1}{C_{zy}} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0,46$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \times \frac{1}{C_{zz}} = 0,75$$

Com base nos parâmetros determinados, verificam-se as condições regulamentares, ou seja:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} + \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Rightarrow 0,20 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} + \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,rk}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1,0 \Rightarrow 0,25 \leq 1,0$$

Como ambas as condições anteriores são verificadas a secção IPE600 em aço S275 verifica a segurança, para os diagramas de esforços da combinação 5, segundo a formulação do método 1 do EC3.

4.7 Dimensionamento do elemento cruciforme de inércia variável¹⁷ da treliça Vierendeel

Em seguida vai-se averiguar a segurança relativamente aos estados limites de estabilidade e resistência do pendural mais solicitado da treliça *Vierendeel* (elemento não prismático de secção cruciforme).

Para efeitos de análise, considerou-se como simplificação que a peça está encastrada no tubo CHS (elemento central da treliça *Vierendeel*); tendo em conta os Apêndices 11 e 12 (estudo sobre a rigidez rotacional proporcionada a um pendural genérico) é possível assumir a ligação como rígida desde que o vidro estrutural esteja dimensionado com robustez e rigidez suficientes para permitir um comportamento de diafragma (recorrendo à prEN 13474-2 é necessário que cada painel não exceda a deformação de $L/200$, sendo L o comprimento do painel).

O carregamento é constituído duas cargas concentradas, uma vertical e outra horizontal, que estão aplicadas no centro de corte da secção transversal.

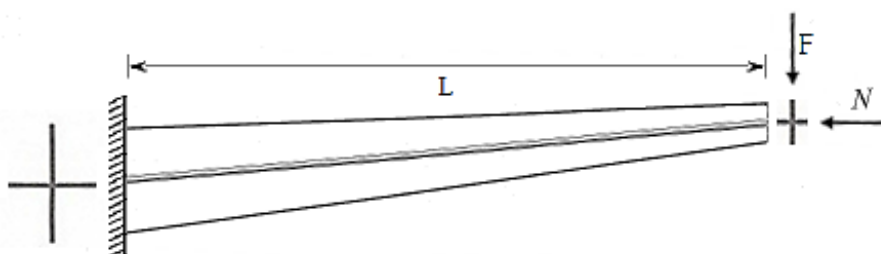


Figura 4.29 – Elemento estrutural em consola com secção cruciforme não prismática

Os diagramas de esforços internos, a classificação das secções transversais, a verificação da resistência da secção transversal e a verificação da estabilidade do elemento serão apresentados nos itens seguintes.

Diagrama de esforços internos

Os diagramas de esforços internos, na situação mais desfavorável, estão representados na Figura 4.30; o carregamento já está majorado para os estados limites últimos.

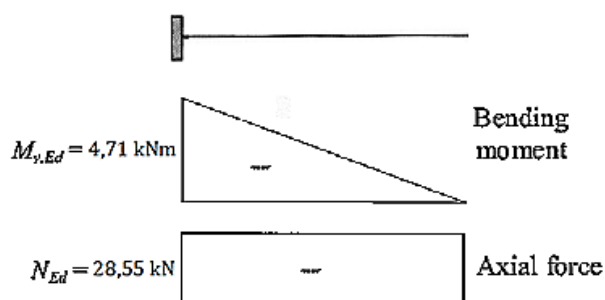


Figura 4.30 – Diagramas de esforços instalados no elemento cruciforme

¹⁷ Os elementos estruturais com secções não prismáticas são por vezes usados para reduzir o peso e melhorar a aparência, ademais, ao usar-se estas secções existem consideráveis poupanças de material (na melhor situação, em todas as secções a tensão actuante está próxima da tensão admissível e não apenas na secção crítica como acontece com as secções prismáticas).

Classificação da secção transversal

No cálculo das propriedades da secção transversal adoptou-se como simplificação que a espessura da garganta da soldadura é negligenciável.

As características geométricas da peça cruciforme soldada junto ao tubo CHS são as seguintes:

$$h = 160 \text{ mm} ; b = 110 \text{ mm} ; t_h = 12 \text{ mm} ; t_b = 8 \text{ mm} ; A = 28 \text{ cm}^2$$

$$I_T = 11,09 \text{ cm}^4 ; I_y = 410,07 \text{ cm}^4 ; I_z = 91,04 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 51,26 \text{ cm}^3 ; W_{pl,y} = 76,8 \text{ cm}^3 ; W_{el,z} = 16,55 \text{ cm}^3 ; W_{pl,y} = 24,2 \text{ cm}^3$$

As características geométricas da peça cruciforme soldada na extremidade livre são as seguintes:

$$h = 70 \text{ mm} ; b = 50 \text{ mm} ; t_h = 12 \text{ mm} ; t_b = 8 \text{ mm} ; A = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$I_T = 4,89 \text{ cm}^4 ; I_y = 34,51 \text{ cm}^4 ; I_z = 9,34 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 9,86 \text{ cm}^3 ; W_{pl,y} = 14,7 \text{ cm}^3 ; W_{el,z} = 3,74 \text{ cm}^3 ; W_{pl,y} = 5,00 \text{ cm}^3$$

A secção transversal é classificada de acordo com o Eurocódigo 3 na Parte 1-1, negligenciando as soldaduras na ligação entre abas.

A Figura 4.31 ilustra a variação da classe da secção transversal ao longo do elemento.

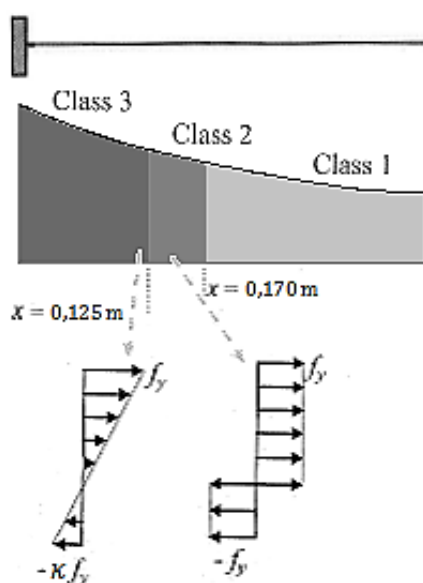


Figura 4.31 – Classificação das secções transversais ao longo do comprimento do elemento cruciforme

Verificação da resistência da secção transversal

A localização da secção crítica é obtida pelo rácio de utilização, α , das secções transversais ao longo do comprimento do elemento, tal como é representado na Figura 4.32 (a escolha da secção mais desfavorável, para verificação da segurança, é feita com base nos diagramas de esforço transversor, esforço normal e momento flector, ao longo da elemento estrutural); a partir daí, entende-se que a secção crítica corresponde a $x_{crit} = 0,125 \text{ m}$ com o valor de $\alpha = 0,35 \leq 1,0$.

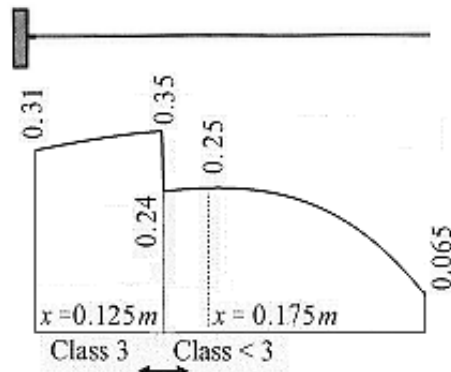


Figura 4.32 – Variação do rácio de utilização ao longo do comprimento do elemento cruciforme

O método utilizado é conservativo para todas as classes de secções transversais, e segue um critério baseado na soma linear das relações esforço/resistência de cada esforço actuante (as expressões da resistência de materiais são adequadas porque a variação das dimensões das secções transversais é gradual):

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

No entanto, uma vez que o rácio de utilização incide no ponto das secções onde ocorre o valor máximo de tensões, e visto que nas secções de classe 3 existem dois pontos potencialmente críticos (as tensões tangenciais e normais devidas à flexão nunca se acumulam, isto é, as tensões tangenciais têm máximo no centro geométrico da secção transversal e as tensões normais de flexão aí são mínimas) então um critério adicional baseado no método das tensões admissíveis é tomado (tensão de comparação de Von Mises):

$$\alpha = \sqrt{\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2} \leq 1,0$$

Nas secções de classe 1 ou 2, a resistência plástica da secção transversal é verificada (assegurar que não é excedida a tensão de cedência) a combinação de momento flector com esforço transversal e esforço axial, utilizando-se as expressões do Eurocódigo 3 na Parte 1-1 (distribuição de tensões em equilíbrio com os esforços internos e compatível com as deformações plásticas associadas):

$$M_{y,Rd} = (1 - \rho) \times W_{pl,y} \times f_y \times \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{A \times f_y}\right)^2\right] ; \quad N_{Rd} = A \times f_y ; \quad V_{Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Para as secções de classe 3, a resistência elástica da secção transversal para solicitações de momento flector, de esforço axial e de esforço transversal deverá ser determinada tomando em consideração as expressões e os critérios do Eurocódigo 3 na Parte 1-1, a saber:

$$M_{y,Rd} = W_{el,y} \times f_y ; \quad N_{Rd} = A \times f_y ; \quad V_{Rd} = \frac{3}{2} \times A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Em que V_{Rd} é relativo ao ponto da secção transversal com valor máximo de tensão tangencial.

Verificação da resistência do elemento à encurvadura

Nas situações em que as estruturas de aço incluem elementos estruturais não prismáticos (sob quaisquer condições de suporte) a avaliação da resistência desses elementos à encurvadura lateral e lateral-torsional é tratada pelo Método geral do Eurocódigo 3 na Parte 1-1 (comummente empregue em conjunto com uma análise elástica) desde que não existam rótulas plásticas com rotações não nulas (elementos constituintes de pórticos planos ou estruturas porticada secundárias).

De acordo com (Silva, Simões, & Gervásio, ECCS Eurocode Design Manuals, 2010), este método utiliza uma expressão de interacção empírica do tipo Merchant-Rankine para desacoplar os efeitos no plano e os efeitos fora do plano. Conceptualmente, este método é uma abordagem interessante porque lida com as componentes estruturais usando um comprimento de segmento único para avaliação da estabilidade com respeito aos vários modos de encurvadura.

Em seguida verifica-se a segurança do elemento com base na abordagem analítica do método geral, usando as propriedades da secção transversal na posição crítica, x_{crit} segundo a verificação da resistência da secção transversal, excepto para o cálculo das cargas críticas, onde uma secção transversal apropriada equivalente é considerada.

A resistência global à encurvadura fora do plano do elemento estrutural está verificada ao respeitar-se a condição seguinte:

$$\chi_{op} \times \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} \geq 1,0$$

Em que, γ_{M1} é o factor parcial de segurança para efeitos de instabilidade; χ_{op} é o factor de redução para se ter em conta a encurvadura lateral ou encurvadura lateral-torsional, e que deverá ser calculado a partir da esbelteza normalizada global do componente estrutural, $\bar{\lambda}_{op}$, e recorrendo a uma curva de encurvadura apropriada:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}}$$

Onde, $\alpha_{cr,op}$ é o valor mínimo do factor de amplificação a aplicar aos valores de cálculo das acções actuantes no plano para se atingir o carregamento crítico elástico do elemento estrutural à encurvadura por flexão no plano lateral ou à encurvadura lateral (por flexão-torção), sem ter em consideração a encurvadura por flexão no plano; $\alpha_{ult,k}$ é o valor mínimo do factor de amplificação a aplicar às acções de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do elemento estrutural, considerando o seu comportamento no plano do carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições globais e locais. Para a determinação de $\alpha_{ult,k}$ e $\alpha_{cr,op}$, as seguintes opções são possíveis (Silva, Simões, & Gervásio, ECCS Eurocode Design Manuals, 2010):

- i) Para avaliação da resistência à encurvadura no plano pode-se: a) realizar uma análise não linear geométrica e material no plano (elemento básico do tipo casca ou barra prismática dividida por segmentos); b) recorrer às expressões de interacção de elementos comprimidos sujeitos a flexão composta com $\chi_{LT} = 1,0$, para quaisquer dos métodos alternativos 1 ou 2 (Anexo A ou B do Eurocódigo 3 na Parte 1-1);
- ii) Para avaliação resistência à encurvadura fora do plano pode-se: a) realizar uma análise linear de valores próprios (elemento básico do tipo casca ou barra prismática dividida por segmentos); b) usar os resultados teóricos para vigas-coluna disponíveis na literatura especializada, por exemplo, em (Trahair, Flexural-Torsional Buckling of Structures, 1993).

Além disso, de acordo com as predisposições do Eurocódigo 3 na Parte 1-1, nos casos em que as curvas de encurvadura para encurvadura lateral e para a encurvadura flexional sejam diferentes, o factor de redução global pode ser tomado por uma das seguintes opções: a) o valor mínimo de entre χ_y (para encurvadura flexional) e χ_{LT} (para encurvadura torsional ou lateral-torsional); b) o valor interpolado entre χ_y e χ_{LT} (determinados conforme o item precedente) resultante da utilização da fórmula seguinte (Simões da Silva, Rebelo, & Marques, 2009):

$$\chi_{op} = \frac{\phi + 1}{\phi / \chi_y + 1 / \chi_{LT}}$$

Onde, $\phi = \frac{N_{Rk}/N_{Ed}}{M_{Rk}/M_{Ed}}$ é um parâmetro auxiliar de cálculo que traduz a relação entre a utilização da secção devido ao esforço axial, N_{Rk}/N_{Ed} , e a utilização da secção devido ao momento flector, M_{Rk}/M_{Ed} .

Resistência à encurvadura no plano

Começando pelo parâmetro $\alpha_{ult,k}$ ir-se-á comparar os resultados numéricos de uma análise não linear geométrica e material com os resultados analíticos utilizando as fórmulas de interacção de esforços para verificação da estabilidade de elementos comprimidos (factor de redução determinado pelo Caso geral das curvas de encurvadura do Eurocódigo 3 na Parte 1-1, e o factor de interacção calculado pelo Método 1 do Anexo A), os quais avaliados utilizando os valores exactos para as cargas críticas elásticas (análise linear de valores próprios) e as propriedades geométricas da secção transversal mais esforçada. Portanto, pela aplicação da fórmula de interacção obtém-se:

$$\alpha_{ult,k} = \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \right)^{-1} = 2,48$$

Onde, $N_{Ed} = -28,55 \text{ kN}$ e $M_{y,Ed} = 4,71 \text{ kNm}$ são os esforços de dimensionamento para a verificação da resistência de encurvadura; $N_{Rk} = 735,50 \text{ kN}$ e $M_{y,Rk} = 10,47 \text{ kN}$ são as resistências características da secção transversal crítica; $\chi_{LT} = 1,0$ é o coeficiente de redução relativo à encurvadura lateral, este é tomado como unitário porque esses efeitos de instabilidade não se pretendem incluir na análise; χ_y é o coeficiente de redução relativo à encurvadura por flexão e k_{yy} é o factor de interacção entre o esforço axial de compressão e o momento flector em torno do eixo y-y (ou num outro ponto de vista é a contribuição do momento flector para a instabilidade); estes últimos parâmetros são determinados como se segue.

Tendo em conta a carga crítica elástica axial obtém-se a esbelteza adimensional relativa à encurvadura por flexão através da expressão seguinte:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,y}}} = 0,39$$

Onde, $N_{cr,y} = 4910 \text{ kN}$ é a carga crítica elástica por flexão em torno do eixo y-y obtida com auxílio do software ANSYS.

Em seguida, procede-se à escolha da curva de encurvadura de entre as curvas de dimensionamento c ou d dependendo da maior espessura das abas do elemento cruciforme ser menor ou maior que 40 mm ; com efeito, esta opção só é válida para secções soldadas, e assume que as componentes que compõem a peça estrutural sujeita à encurvadura têm um modo de instabilidade semelhante à encurvadura por flexão em torno do eixo de menor inércia (note-se que esta última condição é só verdadeira se o elemento estrutural estiver sujeito à encurvadura torsional) (King, 2006). Portanto, com base na curva de encurvadura c ($\alpha_c = 0,49$) advém o seguinte valor para o factor de redução:

$$\Phi_y = 0,5 \times \left(1 + \alpha_c (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,621 \quad ; \quad \chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,90$$

Para calcular o factor de interacção k_{yy} recorre-se ao Método alternativo 1 presente no Anexo A do Eurocódigo 3 na Parte 1-1, e como tal é necessário avaliar a sensibilidade do elemento às deformações por torção através da expressão seguinte:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \times \sqrt{C_1} \times \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$$

Onde, $N_{cr,z} = 957 \text{ kN}$ e $N_{cr,T} = 5380 \text{ kN}$ são as cargas críticas axiais do elemento estrutural associadas aos modos de instabilidade elásticos por flexão e torção, e estas foram obtidas com auxílio do software ANSYS; $C_1 = 1/k_c^2 = (1,33 - 0,33\psi_y)^2 = 1,78$ é um coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos ($\psi_y = 0$, porque o diagrama de momento flector é nulo numa extremidade, ver Figura 4.30) e as condições de apoio nas extremidades, e está tabelado no Eurocódigo 3 (ver Anexo A do regulamento); $\bar{\lambda}_0$ é a esbelteza adimensional relativa à encurvadura lateral, e obtida através da expressão:

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr,0}}} = 0,24$$

Onde, $M_{cr,0} = 184,34 \text{ kNm}$ é o momento crítico no “caso padrão” (viga simplesmente apoiada sujeita a momento flector constante no vão) assumindo as características geométricas da secção transversal crítica (secção mais esforçada).

Após a substituição dos parâmetros pelos valores calculados anteriormente, vem:

$$\bar{\lambda}_0 = 0,24 \leq 0,2 \times \sqrt{C_1} \times \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)} = 0,26$$

Donde se infere que a secção não é susceptível de sofrer deformações por torção, por conseguinte, o factor de interacção é calculado através da expressão (secção crítica de classe 3):

$$k_{yy} = C_{my} \times C_{mLT} \times \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,80$$

Onde, $C_{mLT} = 1,0$ é o factor equivalente de momento uniforme relativo a encurvadura torsional ou lateral-torsional, este é tomado como unitário porque o elemento estrutural é pouco sensível às deformações por torção; $\mu_y = \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) / \left(1 - \chi_y \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) = 0,988$ é um termo auxiliar que avalia a resistência do elemento estrutural à instabilidade por flexão após acomodação de um esforço axial de compressão; C_{my} é o factor equivalente de momento uniforme em torno de y que nos casos em que não é necessário levar em conta os efeitos desfavoráveis das deformações por torção é dado pela expressão seguinte (diagrama de momento flector com variação linear):

$$C_{my} = C_{my,0} = 0,79 + 0,21\psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 0,79$$

Refira-se que na presente situação adoptou-se $\psi_y = 0$ porque o diagrama de momento flector é nulo numa extremidade (ver Figura 4.30).

Por fim, vai-se indicar o factor de amplificação necessário para se atingir um carregamento crítico através de uma análise não linear geométrica e material, com recurso aos programas de cálculo automático seguintes: a) $\alpha_{ult,k} = 2,50$ para o software ANSYS; b) $\alpha_{ult,k} = 2,63$ pelo software SAP2000.

Resistência à encurvadura fora do plano

Para avaliar o multiplicador de carregamento crítico elástico fora do plano (cargas actuantes) usaram-se os mesmos programas de cálculo automático e por meio de uma análise linear de valores próprios obtiveram-se os seguintes resultados numéricos: a) $\alpha_{cr,op} = 23,10$ para o software ANSYS; b) $\alpha_{cr,op} = 27,39$ pelo software SAP2000. Daí, resulta que as cargas máximas derivadas do factor de carga o qual é obtido pelo modelo numérico do ANSYS são, nomeadamente:

$$(N_{max}; M_{y,max}) = \alpha_{cr,op} \times (N_{nom}; M_{y,nom}) = (659,51 \text{ kN} ; 108,80 \text{ kNm})$$

Onde, $N_{nom} = 28,55 \text{ kN}$ e $M_{y,nom} = 4,71 \text{ kNm}$ são os maiores esforços nominais actuates no elemento estrutural.

Avaliação da estabilidade global

Com base nos parâmetros que expressam a estabilidade do elemento, obtém-se a esbelteza global adimensional através da expressão seguinte:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}} = 0,33$$

Dado que o elemento estrutural em estudo permite considerar sempre a curva de encurvadura c ($\alpha_c = 0,49$) ao longo do comprimento, quer para a encurvadura lateral-torsional, quer para a encurvadura flexional fora do plano, vem que:

$$\Phi_{op} = 0,5 \times (1 + \alpha_c (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2) = 0,585 ; \quad \chi_{op} = \frac{1}{\Phi_{op} + \sqrt{\Phi_{op}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0,935$$

Por fim, ao aplicar-se o critério de estabilidade vem:

$$\chi_{op} \times \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1} \geq 1,0 \Rightarrow 0,935 \times 2,48 / 1,0 \geq 1,0$$

Portanto, de acordo com este método, a resistência à encurvadura está verificada, e o rácio de utilização é $1 / (0,935 \times 2,48) = 0,43$, ou seja, 57% inferior ao limite permitido.

4.8 Dimensionamento do pilar adjacente à viga em consola

Os cálculos seguintes incidem sobre o período de utilização da estrutura e são referentes ao pilar imediato ao tramo em balanço da viga de bordadura que está entre os alinhamentos 5 e 6 (ver *DESENHO N°50*), contudo apenas os estados limites últimos são verificados.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações efectuadas no Capítulo 3 sobre estabilidade de colunas inseridas em estruturas porticadas.

Esforços actuates

Os esforços actuates mais gravosos nos pilares estão presentes na base da coluna (secção mais crítica) e são referentes à combinação fundamentais seguintes:

- Combinação 1 (sobrecarga)

$$V_{Ed,z} = V_{Ed,y} \approx 0,0 \text{ kN} ; \quad N_{Ed} = -247,89 \text{ kN} ; \quad M_{Ed,z} = M_{Ed,y} \approx 0,0 \text{ kNm}$$

- Combinação 4 (acção do vento sobre a maior dimensão)

$$V_{Ed,z} = -12,32 \text{ kN} ; \quad N_{Ed,4} = -37,86 \text{ kN} ; \quad M_{Ed,y} = 42,88 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,y} \approx 0,0 \text{ kN} ; \quad M_{Ed,z} \approx 0,0 \text{ kNm}$$

Em seguida, ir-se-á efectuar apenas a verificação da segurança para a combinação envolvendo a sobrecarga de cobertura como acção variável de base, com efeito esta decisão deve-se às razões seguintes: a combinação seleccionada é a mais desfavorável ao dimensionamento (maior área de secção comprimida); a verificação da segurança de um elemento sujeito a flexão composta já foi concretizada anteriormente (não existe interesse em repetir-se procedimentos).

Classificação da secção

Como a coluna está apenas submetida a compressão axial (secção tubular quadrangular RHS 160x160x10 mm), a secção é de classe 1 se for verificada a seguinte condição (de acordo com a Parte 1-1 do EC3):

$$\frac{c}{t} \approx \frac{b - 3t}{t} = 13 \leq 33\varepsilon = 30,4$$

Concluindo, a secção é de classe 1.

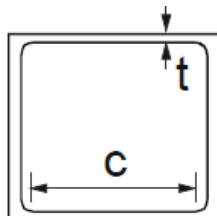


Figura 4.33 – Definição geométrica de uma secção tubular quadrangular

Verificação da resistência e da estabilidade

Para determinar o esforço axial resistente plástico da secção considera-se a expressão seguinte (de acordo com a Parte 1-1 do EC3):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 1619,75 \text{ kN}$$

Onde, $A = 58,9 \text{ cm}^2$ é a área total da secção transversal do elemento.

Todavia, em elementos comprimidos deve-se também incluir os efeitos desfavoráveis devidos à encurvadura por flexão. Com efeito, admitindo que o elemento tem secção transversal e esforço axial constantes, as cargas críticas elásticas referentes aos diferentes planos de encurvadura tomam os seguintes valores:

- Encurvadura no plano da estrutura (plano x-z)

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_c}{(kh)^2} = 5828,86 \text{ kN}$$

Onde, $k = 0,82$ é o factor de comprimento efectivo de encurvadura da coluna, considerando as ligações viga-pilar rotuladas, a base da coluna semi-rígida, e o pórtico sem deslocamentos laterais (justificação já referida anteriormente); EI_c e h têm o significado definido atrás.

- Encurvadura no plano perpendicular (plano x-y)

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_c}{(kh)^2} = 1943,73 \text{ kN}$$

Onde, $k = 1,42$ é o factor de comprimento efectivo de encurvadura da coluna, considerando todas as ligações semi-rígidas, e o pórtico com deslocamentos laterais (justificação já referida anteriormente); EI_c e h têm o significado definido atrás.

Como a rigidez de flexão da coluna é igual nos dois planos (secção quadrangular) e só existem diferenças nos comprimentos de encurvadura por flexão, por conseguinte, apenas se considera o coeficiente de redução referente à situação mais desfavorável.

Em seguida ir-se-á determinar a esbelteza relativa e o coeficiente de redução associado ao plano de encurvadura considerado, donde se obtém:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} = 0,91$$

Como a curva de encurvadura para secções RHS é a curva α (de acordo com o EC3), vem então:

$$\alpha_c = 0,21 ; \Phi = 0,5 \times [1 + \alpha_c \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,98$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = 0,73 (\leq 1,0)$$

Segue-se o cálculo da resistência do elemento à encurvadura por flexão, através da seguinte expressão (de acordo com o EC3):

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 1174,95 \text{ kN}$$

Como $N_{Ed} = -247,89 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1174,95 \text{ kN}$, a secção RHS 160x160x10 mm, em aço S 275, verifica a segurança.

Comentários aos esforços actuantes

Qualquer que seja a direcção produzida pelo vento, as forças de elevação do vento (ou mais especificamente, a sucção que a acção do vento provoca na cobertura) provocam sempre um alívio do esforço de compressão presente nos pilares devido ao peso próprio, e por isso, a combinação fundamental mais desfavorável será sempre para as cargas gravíticas.

Saliente-se também que, ao adoptar-se um perfil RHS 160x160x8 mm a segurança continua ainda a estar verificada, ou seja, $N_{Ed} = -247,89 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 968,43 \text{ kN}$ (para a verificação da resistência da resistência e estabilidade esta opção seria suficiente), todavia, como se verá posteriormente, as deformações horizontais da estrutura não satisfazem o estado limite de deformação.

Comentários às decisões de projecto

A opção de uma ligação viga-pilar articulada cilíndrica (não transmite momentos fora do plano da viga) crê-se ser devido ao facto das vigas suportarem uma cobertura frágil que praticamente não tolera deformações (quando solicitada por cargas horizontais), porquanto a contribuição da rigidez das vigas através de uma ligação rígida levaria a deformações na cobertura em vidro (ver a Figura 4.34).

Como já referido, no projecto em estudo os pilares metálicos estão apoiados numa laje e acompanham o alinhamento vertical dos pilares em betão dos pisos inferiores. No entanto, ao admitir-se que a laje de betão consegue suportar os momentos de flexão e as forças horizontais impostas pelo pilar (geralmente, uma base de pilar articulada é adoptada quando há necessidade de reduzir as tensões impostas; por exemplo, a necessidade aliviar as fundações porque o solo apresenta fracas características mecânicas), numa primeira hipótese, para efeitos de modelação da estrutura é aceitável assumir que as bases dos pilares são encastradas; um outro pressuposto válido é assumir a presença de tirantes dispostos na laje (reforço metálico embutido na laje ou cabo de pré-esforço) para absorver os esforços horizontais provenientes das excentricidades das cargas verticais (no entanto, estes não conseguem equilibrar uma força horizontal exterior).

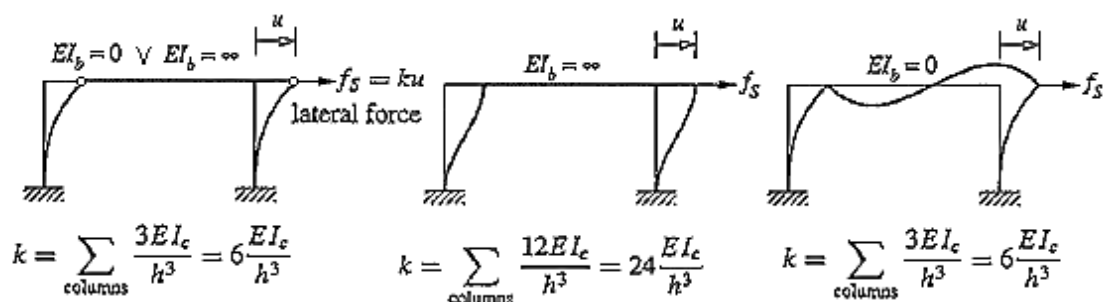


Figura 4.34 – Pórtico plano com ligação viga-pilar articulada ou rígida, adaptado de (Reis A. , 2001)

Reunindo as considerações pode-se afirmar que, num contexto de rigidez estrutural, a adopção de ligação articulada cilíndrica viga-pilar (decorrente da aplicação de um piso frágil) é equivalente à utilização de um piso/viga sem rigidez de flexão (base de coluna rígida), conforme indicado na Figura 4.34.

Não obstante, na Figura 4.35 mostra-se como as diferenças entre uma ligação viga-pilar articulada ou encastrada (viga com rigidez genérica) afectam o diagrama de flexão e a deformada do pórtico, para dois tipos diferentes de cargas (carga pontual horizontal e carga distribuída vertical); veja-se que a presença de rótulas no topo dos pilares, em pilares muito distanciados, pode levar a deslocamentos verticais que poderão ser preocupantes (flecha máxima a $\frac{1}{2}$ vão) se o elemento principal a sustentar for constituído por materiais frágeis (cobertura envidraçada).

Para controlar os deslocamentos verticais da cobertura entre pilares o projectista dispõe as treliças *Vierendeel* para suporte do vidro, as quais estão aproximadamente espaçadas de 2 em 2 metros, e com vínculos em três pontos: fixadas à viga-parede em betão (*Corte A.A – DESENHO 50*), apoiadas nas vigas celulares que estão assentes nas paredes da caixa de elevador (*DESENHO 50 – Corte A.A e Corte B.B*), e também, nas vigas de contorno do sistema em pórtico (*DESENHO 50 – Planta ao nível da cobertura e DESENHO 53 – Corte M.M*).

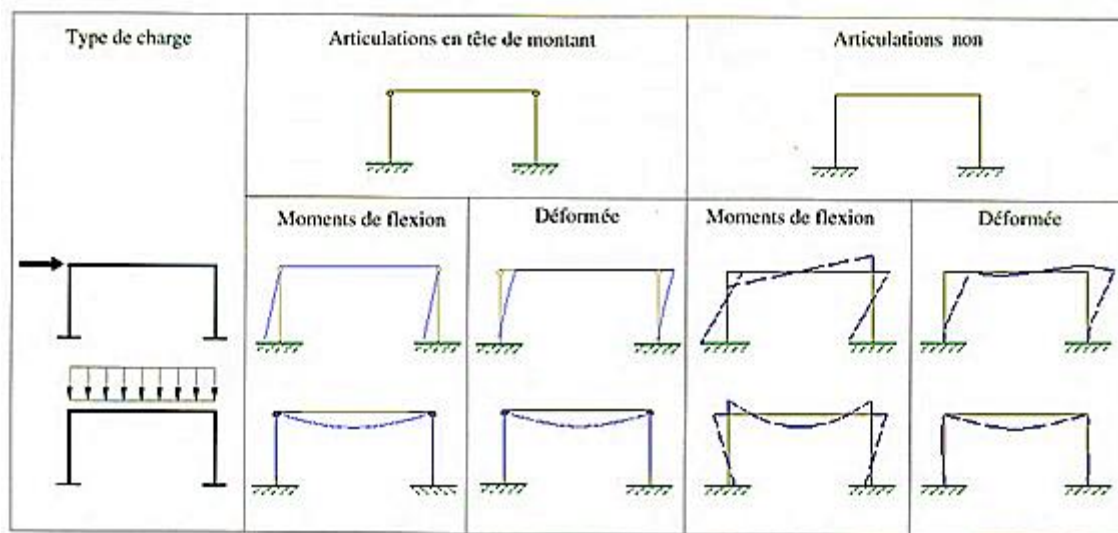


Figura 4.35 – Diagrama de momento flector e deformada de um pórtico com diferentes ligações viga-pilar, adaptado de (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

4.9 Análise da base de pilar 160x160x10 – *DESENHO N°54*

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 15 sobre bases de pilares.

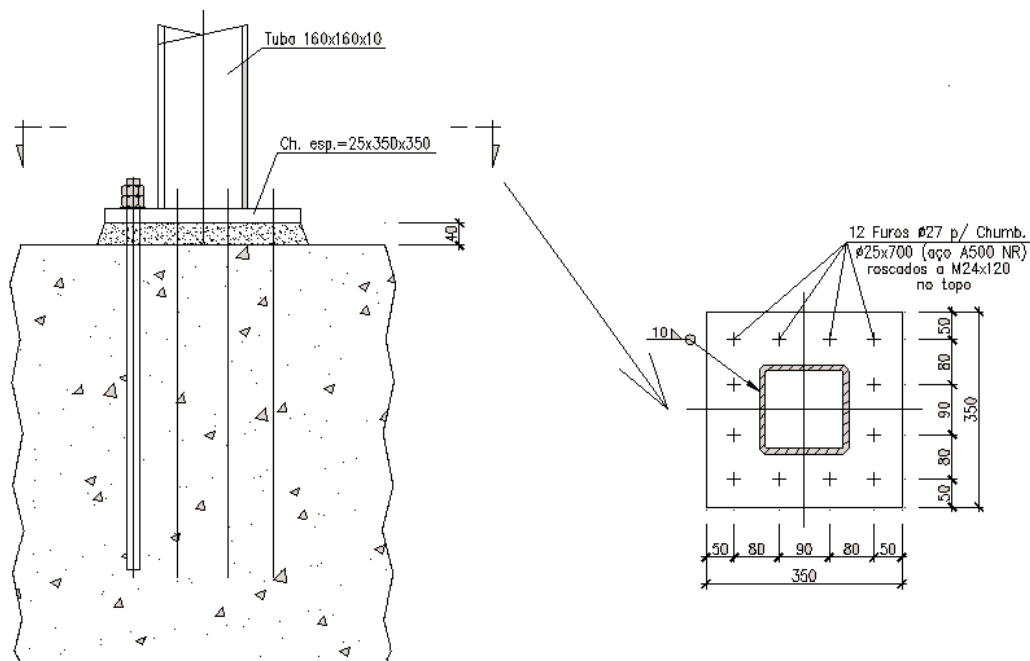


Figura 4.36 – Base de coluna adoptada pela equipa projectista, (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Descrição sumária

Para a avaliação da capacidade resistente e da rigidez da base da coluna seguiu-se o disposto nas cláusulas do EC3 na Parte 1-8.

As características dos materiais utilizados são:

- Classe de betão C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} ; E_{cm} = 33 \text{ GPa} ; \gamma_c = 1,50$$

- Aço da chapa de base S355

$$f_y = 355 \text{ MPa} ; E = 210 \text{ GPa} ; \gamma_s = 1,00$$

Chapa de base sujeita à flexão por efeito de compressão

Na situação de a chapa de base estar sujeita à flexão por efeito de compressão, ir-se-á considerar que a peça de betão comprimindo (incluindo a argamassa de selagem), na qual se apoia a base da coluna, é assimilada a uma peça em T equivalente comprimida.

Determinação do factor de concentração para avaliar a distribuição de tensões sob a área sujeita à força concentrada (se $k_j = 1,0$, está-se do lado da segurança):

$$k_j = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{a_2 \times b_2}{a_1 \times b_1}} = 2,57$$

com,

$$a_2 = \text{Min}\{a_1 + 2 \times a_r; a_1 + h_f; 5 \times b_2; 3 \times a_1\} = 850 \text{ mm}$$

e

$$b_2 = \text{Min}\{b_1 + 2 \times b_r; b_1 + h_f; 5 \times a_2; 3 \times b_1\} = 950 \text{ mm}$$

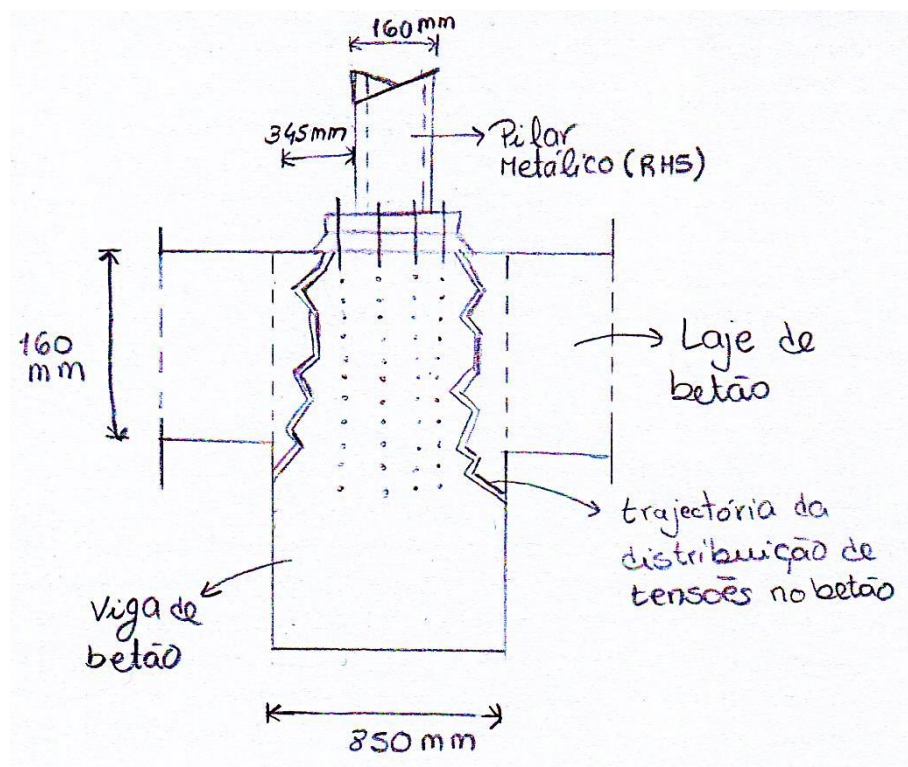


Figura 4.37 – Esquema da trajectória das tensões no betão

Para atender às situações em que a qualidade da argamassa é baixa, o EC3 na Parte 1-8 recomenda que se considere um factor de segurança $\beta_j = \frac{2}{3}$, para ter em conta o seu efeito na resistência do betão.

A resistência à compressão localizada da junta é dada por:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times k_j \times f_{ck}}{\gamma_c} = 34,23 \text{ N/m}$$

A largura de apoio complementar à dimensão da coluna é dada por:

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}}} = 46,48 \text{ mm}$$

Com base nesse valor, determinam-se as características geométricas da área de chapa equivalente rígida:

- Comprimento total efectivo

$$l_{eff} = 2 \times t_{wc} + 4 \times c = 205,92 \text{ mm} \leq b_1 = 350 \text{ mm}$$

- Largura total efectiva

$$b_{eff} = t_{fc} + 2 \times c = 102,96 \text{ mm} \leq \frac{a_1}{2} = 175 \text{ mm}$$

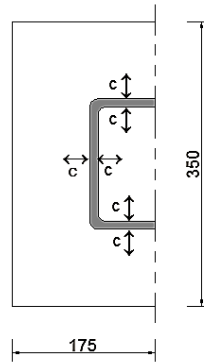


Figura 4.38 – Área da chapa equivalente rígida (área da peça em T equivalente comprimida)

A resistência à compressão localizada do banzo da coluna RHS é dada por:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times l_{eff} \times b_{eff} = 725,73 \text{ kN}$$

Chapa de base sujeita à flexão por efeito de tracção

Para obter a resistência da chapa de base à flexão e dos chumbadouros traccionados considerou-se a situação de um banzo de uma peça em tê equivalente traccionado.

- Chumbadouro traccionado

A resistência ao punçoamento do chumbadouro é dada por:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_b}} = 389,05 \text{ kN}$$

A resistência à tracção do chumbadouro é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = 178,60 \text{ kN}$$

- Determinação da resistência por aderência entre o betão e o chumbadouro

De acordo com o EC2 na Parte 1-1 determina-se a tensão de rotura do betão à tracção simples, designadamente, em valor característico, em valor médio, e em valor de cálculo.

O valor característico da resistência do betão à tracção simples, para o quartilho 5%, pode ser estimado a partir do valor característico da resistência à compressão, pela expressão seguinte:

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}$$

Logo,

$$f_{ctk;0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2$$

Em seguida, determina-se o valor de cálculo da tensão de rotura à tracção:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 1,35 \text{ kN/mm}^2$$

Onde α_{ct} é um coeficiente para levar em conta os efeitos a longo prazo e também os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como de aplicação da carga, e tomado igual à unidade tal como recomendado pelo EC2.

Para obtenção do valor de cálculo da tensão de rotura por aderência utiliza-se a expressão seguinte:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times 2,25 \times f_{ctd} = 3,04 \text{ N/mm}^2$$

Onde η_1 é um coeficiente relacionado com as condições de aderência e posição do varão durante a betonagem; η_2 é um coeficiente relacionado com o diâmetro do varão. No presente caso, estes coeficientes tomam os valores seguintes:

- $\eta_1 = 1$, porque o elemento possui uma espessura $h \leq 250 \text{ mm}$ (condições de boa aderência)
- $\eta_2 = 1$, porque o diâmetro do varão satisfaz $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

A parcela de resistência ao arrancamento devido à aderência, desenvolvida pelas tensões na superfície do varão envolvido no betão, é dada pela expressão:

$$F_{bd} = f_{bd} \times l_{b,req} \times \pi \times \phi$$

Sendo assim, para garantir uma força de amarração igual à resistência de tracção do varão é necessário que o comprimento de amarração seja $l_{b,req} = 779,20 \text{ mm}$. Mas, como esse comprimento é incomportável geometricamente devido à altura da peça (variável entre 600 e 700 mm), é necessário acrescentar uma chapa de amarração (admissível na largura da peça igual a 850 mm).

Por outro lado, ao adoptar-se um comprimento de amarração $l_{b,req} = 500 \text{ mm}$, tem-se:

$$F_{bd} = 114,61 \text{ kN}$$

E escolhendo uma chapa de amarração com raio igual a $r = 23 \text{ mm}$, vem:

$$F_{lb,Rd} = 56 \text{ kN}$$

Donde resulta uma força total de amarração correspondente a,

$$F_{bd,aderência} + F_{lb,Rd} = 170,62 \text{ kN}$$

Todavia, para que não ocorram rasgos ou deformações excessivas na chapa de amarração, a sua espessura terá que ser pelo menos igual a:

$$t_p \geq 8 \times r^3 \times \sqrt{\frac{f_{cd}}{E}} = 8,54 \text{ mm}$$

Chapa de base sujeita à flexão por tracção

- Consideração aos mecanismos de colapso – efeito de alavanca

Primeiramente é necessário conhecer os modos de rotura possíveis, e só depois, determinar a força mínima necessária através do modelo formado por uma peça em tê equivalente traccionada.

Relativamente à ocorrência ou não de forças de alavanca, é possível considerar que estas não ocorrem quando o chumbadouro possua deformabilidade suficiente, o que se estabelece pela condição seguinte:

$$L_b \leq L_b^*$$

Concretizando para o presente caso, tem-se:

$$L_b^* = 116,90 \text{ mm} \quad ; \quad L_b = L_{bf} + L_{bl} = 268,5 \text{ mm}$$

$$L_{bf} = 76,5 \text{ mm} \quad ; \quad L_{be} = 192 \text{ mm}$$

Como o alongamento dos chumbadouros é superior ao deslocamento do tê equivalente, os efeitos de alavanca são dispensados.

- Peça em tê equivalente traccionada

Nos métodos de modelação assume-se que a largura de chapa que contribui para a transmissão da carga é representada pelo comprimento total efectivo da peça em tê equivalente traccionada, que por sua vez depende do espaçamento entre chumbadouros.

Para a linha de chumbadouros na parte saliente do banzo traccionado do pilar, os parâmetros geométricos são:

$$m_x = 45 \text{ mm} ; w_1 = 80 \text{ mm} ; w_2 = 90 \text{ mm} ; e = 50 \text{ mm} ; e_x = 50 \text{ mm};$$

$$e_a = e_b = 90 \text{ mm} ; a = b = 350 \text{ mm} ; a_c = b_c = 160 \text{ mm}$$

$$m_a = \frac{\sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{2} ; \sqrt{l_a^2 + l_b^2} = 63,69 \text{ mm}$$

Os mecanismos de rotura plástica, numa extensão de uma chapa de extremidade com quatro chumbadouros, são os seguintes:

- Padrão circular

$$l_{eff,a} = 4 \times \pi \times m_x = 565,49 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2 \times \pi \times m_x + 2 \times w_1 = 442,74 \text{ mm}$$

$$l_{eff,c} = 3 \times \pi \times m_x + w_2 = 514,12 \text{ mm}$$

$$l_{eff,d} = 2 \times \pi \times m_x + w_2 + 2 \times e = 472,74 \text{ mm}$$

$$l_{eff,e} = \pi \times m_x + 2 \times w_1 + 2 \times e = 401,37 \text{ mm}$$

$$l_{eff,f} = 3 \times \pi \times m_x + 2 \times e = 524,12 \text{ mm}$$

$$l_{eff,g} = \pi \times m_x + 2 \times w_1 \times w_2 = 391,37 \text{ mm}$$

- Padrão viga

$$l_{eff,h} = \frac{b_p}{2} = 175 \text{ mm}$$

Refira-se que o EC3 na parte 1-8 considera o padrão viga contido no padrão não circular, porque este tipo de rotura ocorre sem efeito de alavanca.

- Padrão não circular

$$l_{eff,i} = 8 \times m_x + 2,5 \times e_x = 485 \text{ mm}$$

$$l_{eff,j} = 4 \times m_x + 1,25 \times e_x + w_1 = 322,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,k} = 6 \times m_x + 1,87 \times e_x + 0,5 \times w_2 = 408,75 \text{ mm}$$

$$l_{eff,l} = 4 \times m_x + 1,25 \times e_x + 0,5 \times w_2 = 337,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,m} = 2 \times m_x + 0,625 \times e_x + e \times w_1 = 251,25 \text{ mm}$$

$$l_{eff,n} = 6 \times m_x + 1,875 \times e_x + e = 411,25 \text{ mm}$$

$$l_{eff,o} = 2 \times m_x + 1,25 \times e_x + w_1 + 0,5 \times w_2 = 246,26 \text{ mm}$$

- Padrão complementar

$$l_{eff,p} = 2 \times \pi \times m_x + \frac{m_a \times \sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \times \frac{\sqrt{l_a^2 + l_b^2}}{l_a \times l_b} = 343,20 \text{ mm}$$

$$l_{eff,q} = \pi \times m_x + w_2 + \frac{m_a \times \sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \times \frac{\sqrt{l_a^2 + l_b^2}}{l_a \times l_b} = 291,83 \text{ mm}$$

Portanto, os comprimentos efectivos do tê equivalente, considerando troços circulares e troços não circulares, deverão ser:

$$l_{eff,cp} = 291,83 \text{ mm} \quad ; \quad l_{eff,np} = 175 \text{ mm}$$

A resistência à tracção da chapa enquanto peça em T equivalente traccionada é dependente dos modos de rotura possíveis:

- Modo 1* (cedência da placa e alongamento dos chumbadouros)

$$F_{T,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = 431,42 \text{ kN}$$

Onde, $M_{pl,1,Rd}$ é o momento resistente considerando a cedência da placa de base (modo circular ou não circular), e toma um valor igual a:

$$M_{pl,1,Rd} = 9707,03 \text{ Nm}$$

- Modo 3 (rotura pelos chumbadouros)

$$F_{T,Rd} = 607,64 \text{ kN}$$

Portanto, a resistência à tracção entre os modos de rotura possíveis corresponderá ao menor dos valores: $F_{T,Rd} = 431,42 \text{ kN}$ – Modo 1*.

Cedência da componente (banzo) do pilar à tracção

Para verificar se a resistência à tracção do banzo do pilar é suficiente deve aplicar-se a expressão seguinte:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_0}$$

Onde, $b_{eff,t,wc}$ é o comprimento efectivo estabelecido (mediante os mecanismos possíveis das linhas de cedência) para uma chapa de base à flexão, mas sem exceder a largura real do banzo do pilar:

$$b_{eff,t,wc} = \text{Min} \{160 ; 175\} = 160 \text{ mm}$$

Portanto,

$$F_{t,wc,Rd} = 440 \text{ kN}$$

Resistência ao aparecimento de rasgos por corte na placa de base em torno da cabeça dos chumbadouros

O valor de cálculo da resistência para esta situação de rotura é dado pela expressão:

$$F_{Rd,0} = \frac{2 \times \pi \times d_w \times f_{y,p} \times t_p}{\sqrt{3}} = 772,68 \text{ kN}$$

Geralmente, a ocorrência de rotura numa ligação pelo aparecimento de rasgos não é condicionante, mas apesar disso é aconselhável proceder à sua verificação.

Banzo do pilar em compressão

A resistência à compressão do banzo do pilar pode ser determinada por meio do momento resistente da secção transversal, mas tendo em conta, se necessário, os critérios de esmagamento e encurvadura. Assim, resulta então:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_y = 90,48 \text{ kNm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{b - t_f} = 603,17 \text{ kN}$$

Contudo, o EC3 propõe que se considere apenas o momento flector produzido pelos banzos (conforme acontece para vigas de secção transversal em I), e do qual resulta:

$$A_{banzo} = b \times t = 16 \text{ cm}^2$$

$$F_{c,fb,Rd} = N_{Rd,banzo} = A_{banzo} \times f_y = 440 \text{ kN (mais desfavorável)}$$

Resistência da base de coluna solicitada por esforços normais e momentos flectores

- Parâmetros geométricos do braço do binário

Na determinação do braço do binário como a ligação é simétrica, resulta que apenas são necessários dois parâmetros geométricos, nomeadamente:

$$z_T = 125 \text{ mm} ; z_c = 80 \text{ mm}$$

- Combinações de acções – Estados Limites Últimos

Os esforços de cálculo relativos ao estado limite último de estabilidade (combinações fundamentais) são os seguintes:

- Combinação 1 (sobrecarga)

$$V_{Ed,2} \approx 0,0 \text{ kN} ; N_{Ed,2} = -247,89 \text{ kN} ; M_{Ed,2} \approx 0,0 \text{ kNm}$$

- Combinação 2 (acção do vento sobre a menor dimensão)

$$V_{Ed,1} = 9,04 \text{ kN} ; N_{Ed,1} = -27,62 \text{ kN} ; M_{Ed,1} = 33,44 \text{ kNm}$$

Atendendo à situação de carregamento, a excentricidade efectiva da força axial é:

$$e_2 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = -1,21 \text{ m}$$

- Combinação 4a (acção do vento sobre a maior dimensão – base de pilar com maior esforço axial)

$$V_{Ed,3} \approx 0,0 \text{ kN} ; N_{Ed,3} = 155,63 \text{ kN} ; M_{Ed,3} \approx 0,0 \text{ kNm}$$

E atendendo à situação de carregamento, a excentricidade efectiva da força axial é:

$$e_{4b} = -1,13 \text{ m}$$

- Combinação 4b (acção do vento sobre a maior dimensão – base de pilar com maior momento flector)

$$V_{Ed,4} = -12,32 \text{ kN} ; N_{Ed,4} = -37,86 \text{ kN} ; M_{Ed,4} = 42,88 \text{ kNm}$$

- Valor de cálculo dos esforços resistentes nas bases das colunas: momento flector e/ou esforço axial

- Combinação 1 (sobrecarga)

Sempre que uma base de coluna simétrica está solicitada unicamente por esforço normal de compressão centrado, deve-se averiguar se existe sobreposição das peças em tã equivalente comprimidas (área de apoio).

Opção: $N_{Ed} < 0$ e $M_{Ed} = 0$ (ambos os lados da junta estão comprimidos)

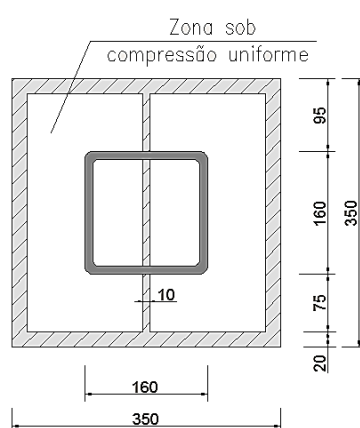


Figura 4.39 - Áreas das peças em tã equivalente comprimida para base de coluna em compressão simples

Efectuando a projecção da área total efectiva de apoio, ver Figura 4.39, verifica-se que sobra uma área da alma sem tensões de compressão:

$$b_{eff} = 10 \text{ mm} ; l_{eff} \cong 160 \text{ mm}$$

Assumindo que o factor de concentração é $k_j = 1,0$ (está do lado da segurança) resulta que:

$$F_{c,Rd} = 21,33 \text{ kN}$$

E daí,

$$N_{c,Rd} = F_{c,l,Rd} + F_{c,c,Rd} + F_{c,r,Rd} = 901,33 \text{ kN}$$

- Combinação 2 (acção do vento sobre a menor dimensão)

Na situação da base de coluna estar solicitada à combinação de um esforço normal e de um momento flector, o momento resistente é avaliado para a resistência da componente crítica da ligação, e o esforço axial resistente é determinado pela condição limite da interacção das resistências de dimensionamento.

Opção: $N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_c$ (lado esquerdo traccionado, lado direito comprimido)

Logo,

$$M_{j,Rd} = \min \left\{ \frac{F_{T,Rd} \times z}{\frac{z_c}{e} + 1} ; \frac{-F_{c,Rd} \times z}{\frac{z_T}{e} - 1} \right\} = 81,75 \text{ kNm}$$

Por conseguinte, o esforço axial resistente levando em conta a interação de esforços será:

Opção: $e_n \leq -z_c$ (lado traccionado crítico)

$$M_{Rd} = N_{T,Rd} \times \frac{z}{2} + N_{Rd} \times z_c = 469,11 \text{ kN}$$

- Combinação 4a (acção do vento sobre a maior dimensão)

Na situação de uma base da coluna simétrica encontrar-se “toda” em tracção, o esforço axial resistente é obtido pelo dobro da força de tracção de qualquer lado da junta.

Opção: $N_{Ed} > 0$ e $M_{Ed} = 0$ (ambos os lados da junta estão traccionados)

$$N_{T,Rd} = 2 \times F_{T,Rd} = 862,84 \text{ kN}$$

- Combinação 4b (acção do vento sobre a maior dimensão)

Opção: $N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_c$ (lado esquerdo traccionado, lado direito comprimido)

$$M_{j,Rd} = 81,75 \text{ kNm}$$

- Valor de cálculo do esforço transversal resistente nas bases das colunas

- Combinação 2 (acção do vento sobre a menor dimensão)

Numa base de coluna, a transmissão de esforço transversal é garantida pela resistência ao atrito entre a chapa de base e a argamassa de selagem (apenas na presença de esforço de compressão na coluna), e também pela resistência ao esforço transversal dos chumbadouros.

A resistência de atrito entre a chapa de base e a argamassa de selagem é dada por (admitindo uma argamassa de areia e cimento com espessura $t_g > 3 \text{ mm}$):

$$F_{f,Rd} = c_{f,d} \times N_{c,Ed} = 5,52 \text{ kN}$$

A resistência ao esforço transversal de um chumbadouro é igual a:

$$F_{vb,Rd} = \text{Min}\{F_{v1,Rd}; F_{v2,Rd}; F_{b,Rd}\}$$

A resistência ao corte do chumbadouro atendendo à ductilidade do material é dada por:

$$F_{v1,Rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = 57,55 \text{ kN}$$

Com,

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,29$$

A resistência ao corte por plano de corte do chumbadouro é dada por (corte pela parte não roscada):

$$F_{v2,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = 119,06 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento dos chumbadouros é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_2}} = 405,72 \text{ kN}$$

Com,

$$\alpha_b = \text{Min} \left\{ 1,0; \frac{f_{ub}}{f_u}; \alpha_d \right\} = 0,69; \quad \alpha_d = \text{Min} \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right\} = 0,69$$

$$k_1 = \text{Min} \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

Portanto,

$$F_{vb,Rd} = 57,55 \text{ kN}$$

E concluindo,

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd} = 5,52 + n_b \times 57,55 \text{ kN}$$

Onde n_b é o número de chumbadouros.

Rigidez de rotação da base de coluna

- Combinação 2 (acção do vento sobre a menor dimensão)

A rigidez de rotação da base de coluna é determinada pelo método de associação das componentes básicas, em que cada componente é representada por um coeficiente de rigidez elástico.

Opção: $N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_c$ (lado esquerdo traccionado, lado direito comprimido)

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu(1/k_T + 1/k_C)} \times \frac{e_N}{e_N + e_k}$$

Em que,

$$e_k = \frac{z_c \times k_c - z_T \times k_T}{k_T + k_c}$$

Os coeficientes de rigidez à tracção ou compressão da ligação são definidos pela combinação apropriada das componentes básicas intervenientes:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_{13}} + \frac{1}{k_{14}}}; \quad k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}}$$

- Chapa flectida sob o efeito de compressão

$$k_{14} = \infty$$

- Betão comprimido

$$k_{13} = \frac{E_{cm} \times \sqrt{l_{eff} \times b_{eff}}}{1,275 \times E} = 11,87 \text{ mm}$$

Em que,

$$c = 1,25 \times t_p = 31,25 \text{ mm}; \quad l_{eff} = 145 \text{ mm}; \quad b_{eff} = 72,5 \text{ mm}$$

- Chapa de base flectida sob o efeito da tracção sem efeito de alavanca

$$k_{15} = \frac{0,425 \times l_{eff} \times t_p^3}{m^3} = 10,57 \text{ mm}$$

- Chumbadores traccionados sem efeito de alavanca

$$k_{16} = \frac{2 \times b_s}{L_b} = 3,36 \text{ mm}$$

Concluindo,

$$k_c = 11,87 \text{ mm}; k_T = 2,55 \text{ mm}; e_k = 43,75 \text{ mm};$$

$$S_{j,ini} = 17878,34 \text{ kNm/rad}; S_j = 5959,45 \text{ kNm/rad}$$

*Classificação segundo a rigidez*¹⁸

As bases de colunas podem classificar-se como rígidas caso sejam satisfeitas determinadas condições dependentes da esbelteza da coluna e do sistema de contraventamento.

- Esbelteza da coluna admitindo extremidades rotuladas

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L^2} = 7998,42 \text{ kN}; N_{pl,Rd} = 1619,75 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = 0,45$$

Opção: Outros casos (assumindo pórticos sem sistema de contraventamento eficiente)

$$S_{j,ini} \geq 30 \times E \times \frac{I_c}{L_c} = 40505,4 \text{ kNm/rad}$$

Concluindo, a base de coluna não pode ser classificada como rígida.

Classificação segundo a resistência

Uma junta pode ser classificada como de resistência total, resistência parcial ou nominalmente articulada, pela comparação do seu momento resistente com o homólogo dos elementos ligados.

Caso 1 – Nominalmente articulada: $M_{j,Rd} \leq 0,25 \times M_{c,pl,Rd}$

Caso 2 – Resistência total: $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$

Neste caso,

$$M_{c,pl,Rd} = 90,48 \text{ kNm}$$

Concluindo, é uma junta com resistência parcial porque não respeita nenhum dos critérios anteriores.

4.10 Análise da ligação viga-pilar referente ao Corte N.N – DESENHO N°53

Refira-se que apesar das ligações viga-pilar serem bastante similares, elas são diferentes como se pode observar pelos pormenores das ligações, designadamente: Corte N.N – DESENHO N° 53 (com reforços transversais e sem contrachapas), Corte P.P – DESENHO N°52 (sem reforços transversais e com contrachapas) e Corte M.M – DESENHO N°53 (sem reforços transversais e com contrachapas).

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 16 sobre ligações viga-pilar.

¹⁸ É importante salientar que a classificação da rigidez da ligação apenas teve em conta a direcção transversal da estrutura, porque o contraventamento longitudinal reduz o deslocamento horizontal e os efeitos das deformações (superior em 80%) favorecendo o comportamento das ligações que se poderão classificar como rígidas.

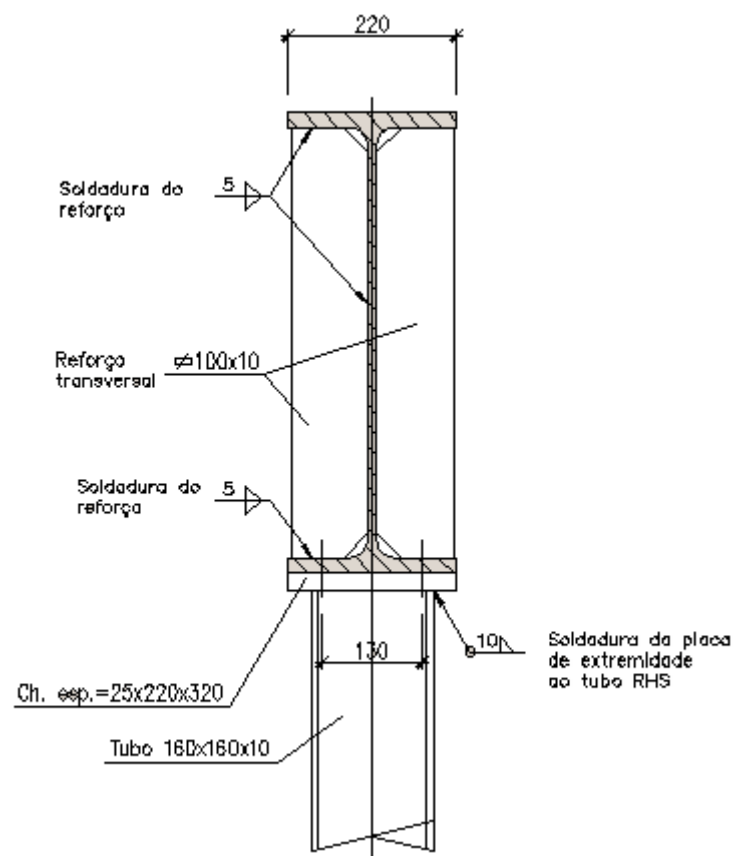


Figura 4.40 – Ligação viga-pilar articulada, com viga suportada directamente pelo pilar (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Descrição sumária

Para a avaliação da capacidade resistente e da rigidez da ligação viga-pilar adoptou-se um procedimento que está congruente com as cláusulas presentes no EC3 na Parte 1-8.

Efectuando uma exposição dos elementos envolvidos na ligação, então temos:

- Uma viga constituída por um IPE 600 em aço S275, e cujas principais características da secção são:

$$h = 600 \text{ mm} ; b = 220 \text{ mm} ; t_w = 12 \text{ mm} ; t_f = 19 \text{ mm};$$

$$r = 24 \text{ mm} ; A = 156 \text{ cm}^2 ; W_{pl,y} = 3512 \text{ cm}^3 ; A_{vz} = 83,78 \text{ cm}^2$$

- Uma coluna constituída por um RHS 160x160x10 em aço S275, e cujas principais características da secção são:

$$b = 160 \text{ mm} ; t = 10 \text{ mm} ; A = 58,9 \text{ cm}^2 ; W_{pl} = 329 \text{ cm}^3$$

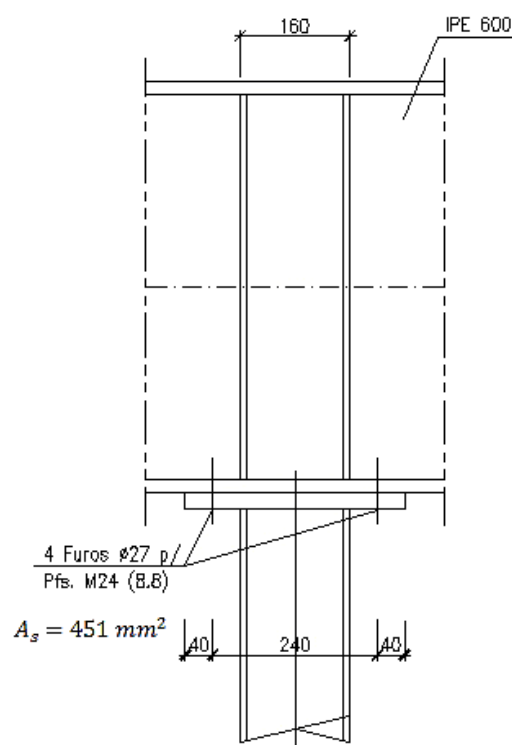


Figura 4.41 –Ligação viga-pilar semi-rígida, com viga suportada directamente pelo pilar (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Alma da viga sujeita a tracção transversal

De acordo com o EC3, o cálculo da resistência da alma da viga (não reforçada) solicitada à tracção transversal é dado por:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M_0}}$$

Onde, $b_{eff,t,wb}$ é a largura efectiva que numa ligação aparafusada é definida pelo comprimento efectivo de rotura:

$$l_{eff} = \min\{\alpha m ; 2\pi m\}$$

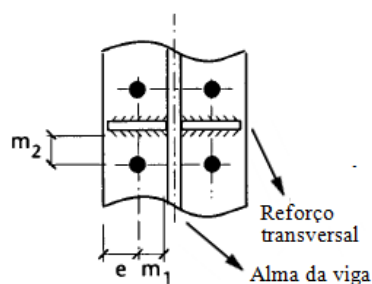


Figura 4.42 - Linha de parafusos adjacente a um reforço, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

O 1º modo de rotura consiste na formação de linhas de cedência em torno dos parafusos (chapa espessa que impede rasgos, pelo que, a rotura só ocorre envolta dos parafusos):

$$l_{eff,1} = 2\pi m_1 = 250,07 \text{ mm}$$

O 2º modo de rotura consiste na formação de linhas de cedência devido à proximidade de extremidades, no entanto, influenciado pela presença do reforço:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{m_1}{m_1 + e} \cong 0,47 \\ \lambda_2 &= \frac{m_2}{m_1 + e} \cong 0,47 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_1 \approx \lambda_2 : \alpha = 6$$

Portanto,

$$l_{eff,2} = \alpha m_1 = 238,8 \text{ mm}$$

E assim,

$$l_{eff} = 238,8 \text{ mm}$$

Como o parâmetro de transformação para ligação viga-pilar num só lado é $\beta \approx 1,0$, então, o coeficiente de redução (para a interacção com esforço de corte) é dado por:

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(b_{eff,b,wt} \times \frac{t_{wb}}{A_{vb}} \right)^2}} = 0,93$$

Concluindo,

$$F_{t,wb,Rd} = 732,88 \text{ kN}$$

Banzo da viga em flexão transversal

Para a verificação do banzo da viga à flexão transversal, conforme o EC3, é possível admiti-lo uma peça em T equivalente traccionada.

Os comprimentos efectivos para o banzo da viga em flexão transversal são iguais aos anteriores, porque, os modos de roturas são idênticos (padrão circular e não circular). Deste modo,

$$l_{eff,cp} = 250,07 \text{ mm} \quad ; \quad l_{eff,nc} = 238,8 \text{ mm}$$

A resistência ao punçoamento do parafuso é indicada no EC3, e dada pela expressão seguinte:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_b}} = 295,68 \text{ kN}$$

A resistência à tracção do parafuso é indicada no EC3 e dada pela expressão seguinte:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = 260,35 \text{ kN}$$

Numa peça em T equivalente traccionada, o momento resistente considerando a cedência completa do banzo (modo circular) é dado pela expressão:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff,cp} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 6206,42 \text{ Nm}$$

O momento resistente no caso de rotura dos parafusos com cedência do banzo (modo não circular) é dado pela expressão:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff,nc} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 5926,72 \text{ Nm}$$

Mas, como $l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$ então $M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd}$ ¹⁹.

A resistência à tracção do banzo da peça em T equivalente traccionada é dependente dos modos de rotura possíveis:

- Modo 1 (plastificação total do banzo)

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,2,Rd}}{m} = 520,7 \text{ kN}$$

- Modo 2 (rotura pelos parafusos com plastificação do banzo)

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{T,Rd}}{n + m} = 416,09 \text{ kN}$$

- Modo 3 (rotura pelos parafusos)

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{T,Rd} = 520,70 \text{ kN}$$

Em que, m é a distância entre o eixo do parafuso e a secção correspondente à posição de rótula plástica próxima do cordão de soldadura, e, n é o afastamento entre o eixo do parafuso e o bordo da peça. Estes parâmetros são iguais a:

$$m = 39,8 \text{ mm} ; n = 45 \text{ mm}$$

Portanto, a resistência à tracção entre os modos de rotura possíveis corresponderá ao menor dos valores: $F_{t,fb,Rd} = F_{T,2,Rd} = 416,09 \text{ kN}$ – Modo 2.

Chapa de extremidade sujeita à flexão

De acordo com o EC3 para verificação do banzo da chapa de extremidade à flexão transversal, juntamente com os parafusos traccionados a ela associados (uma linha isolada de parafusos), dever-se-á admiti-la como uma peça em T equivalente traccionada.

Para uma chapa de extremidade saliente com uma fiada de parafusos (localizada na parte saliente da chapa) deverão considerar-se os comprimentos efectivos seguintes:

- Troço circular

$$l_{eff,cp} = \text{Min} \{ 2\pi m_x ; \pi \times m_x + w ; \pi m_x + 2e \} = 215,66 \text{ mm}$$

- Troço não circular

$$l_{eff,nc} = \text{Min} \{ 4m_x + 1,25e_x ; e + 2m_x + 0,625e_x ; 0,5b_p ; 0,5w + 3m_x + 0,625e_x \} = 110 \text{ mm}$$

Ora, como $l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$, então $M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd}$.

Logo, o momento resistente no caso de cedência completa do banzo (modo não circular) é dado pela expressão:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff,nc} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 6101,52 \text{ Nm}$$

¹⁹ A cedência completa da placa não está relacionada com a ocorrência de forças de alavanca, e por isso, tanto o padrão circular como o padrão não circular são possíveis.

A resistência à tracção da peça em T equivalente traccionada é dependente dos modos de rotura possíveis:

- Modo 1 (plastificação total do banzo)

$$F_{T,Rd} = 610,16 \text{ kN}$$

- Modo 2 (rotura pelos parafusos com plastificação do banzo)

$$F_{T,Rd} = 412,89 \text{ kN}$$

- Modo 3 (rotura pelos parafusos)

$$F_{T,Rd} = 520,70 \text{ kN}$$

Logo, a resistência é $F_{t,ep,Rd} = F_{T,2,Rd} = 412,89 \text{ kN}$ – Modo 2.

Alma da viga sujeita a compressão transversal

A resistência da alma não reforçada da viga sujeita à compressão transversal deverá ser determinada, segundo o EC3, com base na expressão:

$$F_{c,w,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M_0}}$$

$$\text{Mas, } F_{c,w,Rd} \leq \frac{\rho \times \omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M_1}}$$

Em que, $b_{eff,c,wc}$ é a largura efectiva da alma comprimida que numa ligação aparafusada com chapa de extremidade é dada por:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p = 278,28 \text{ mm}$$

Refira-se que o comprimento de aplicação da carga s_p é obtido por difusão a 45° na chapa de extremidade, valendo no mínimo t_p e, desde que o comprimento da chapa para além do banzo seja suficiente poderá atingir no máximo $2t_p$ (ver Figura 4.43).

Por vezes, o enfunamento da chapa poderá ser relevante, e por isso, a sua importância deverá ser avaliada pela esbelteza da chapa:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}} = 1,06 > \underbrace{0,72}_{\text{Considerar o enfunamento da chapa}}$$

Onde, d_{wc} é a altura da alma sujeita ao efeito desfavorável, e que no caso de elemento laminado em I é dada por:

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 514$$

Como $\bar{\lambda}_p > 0,72$ considera-se o enfunamento não desprezável, e o seu efeito é introduzido pelo coeficiente de redução seguinte:

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = 0,765$$

Como o parâmetro de transformação para ligação viga-pilar num só lado é $\beta \approx 1,0$, então, o coeficiente de redução (para a interacção com esforço de corte) é dado por:

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(b_{eff,c,wc} \times \frac{t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} = 0,91$$

Considerando que a tensão de compressão longitudinal máxima na alma devido ao esforço axial e ao momento flector na viga se define por $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7 \times f_{y,wc}$, então o coeficiente de redução será $k_{wc} = 1,0$.

Concluindo,

$$F_{c,w,Rd} = 639,91 \text{ kN}$$

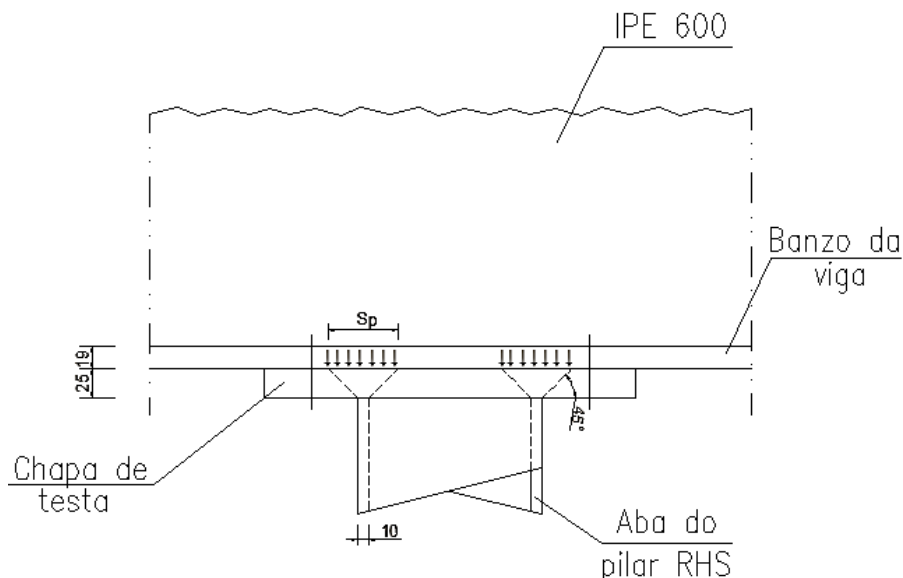


Figura 4.43 – Degradação da pressão exercida pelos banzos do pilar sobre o banzo da viga devido à presença de uma chapa de testa

Banzo do pilar em compressão

Na expressão recomendada pelo EC3, o braço da força em regime plástico para um perfil em I, só contempla a participação (do braço) dos banzos. Portanto, ao admitir-se a mesma hipótese para o tubo RHS, vem:

$$A_{Banzo} = 1600 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd,banzo} = 440 \text{ kN (muito desfavorável)}$$

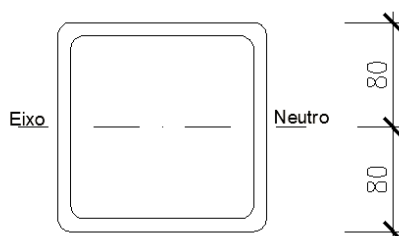


Figura 4.44 – Eixo neutro considerando apenas a participação dos banzos

Porém, ao avaliar-se a força do binário necessária para produzir o momento resistente plástico do tubo RHS, é fácil ver, que a hipótese do anterior é muito desfavorável.

Primeiramente, determina-se a distância dos centros de gravidade das áreas comprimidas e traccionadas da secção em relação ao eixo neutro (pelo geral, não coincide com o centro de gravidade):

$$y_g = 56,33$$

Como o momento resistente do tubo RHS é igual a $M_{c,Rd} = 90,48 \text{ kNm}$, então:

$$F_{c,fb,Rd} \cong 803,1 \text{ kN (muito favorável)}$$

Painel da alma da viga solicitada ao corte

Os métodos de cálculo preconizados no EC3 têm validade limitada pela esbelteza da alma da coluna, e para a sua aplicação deverá respeitar-se a condição seguinte:

$$\frac{d_c}{t_w} \leq 69\varepsilon \Rightarrow 50 \leq 63$$

A resistência plástica ao esforço transversal da alma da viga sem reforços é obtida através da expressão:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1197,17 \text{ kN}$$

A resistência adicional ao esforço transversal devido à utilização de reforços transversais (tanto na zona comprimida como na zona traccionada) é dada por:

$$V_{wp,add,Rd} = \text{Min} \left\{ \frac{4 \times M_{pl,fc,Rd}}{d_s}; \frac{2 \times M_{pl,fc,Rd} + 2 \times M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right\} = 85,44 \text{ kN}$$

Em que, $M_{pl,fc,Rd} = \frac{b_f \times t_f^2 \times f_{y,f}}{4}$ e $M_{pl,ft,Rd} = \frac{b_{ft} \times t_{ft}^2 \times f_{y,ft}}{4}$ são os momentos flectores resistentes plásticos do banzo e do reforço transversal (de ambos os lados), respectivamente.

Logo,

$$V_{wp,Rd} = 1282,61 \text{ kN}$$

Momento resistente da junta viga-coluna

Numa junta viga-coluna aparafusada com uma linha de parafusos traccionados e com chapa de extremidade, o momento resistente é determinado a partir de:

$$M_{j,Rd} = h_r \times F_{tr,Rd} = 82,58 \text{ kNm}$$

Em que, h_r é a distância entre o centro de compressão e a linha de parafusos traccionados (ver Figura 4.45); $F_{tr,Rd}$ é a resistência à tracção efectiva da fiada de parafusos, considerada igual à menor resistência das componentes básicas.

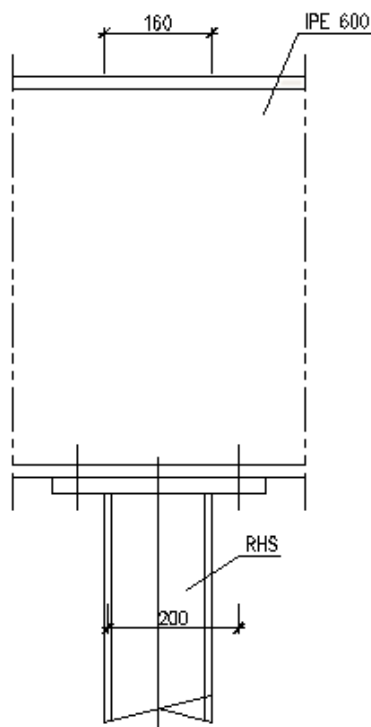


Figura 4.45 – Braço do binário para determinação do momento resistente na junta

Rigidez de rotação da base de coluna

A rigidez de rotação da ligação viga-coluna é determinada pelo método de associação das componentes básicas, em que cada componente é representada por um coeficiente de rigidez elástico. Numa junta viga-coluna, desde que o esforço axial actuante da viga não exceda 5% do esforço resistente, a rigidez de rotação pode ser dada por (com precisão suficiente):

$$S_{j,ini} = \frac{E \times z^2}{\mu(1/k_T + 1/k_C)}$$

Os coeficientes de rigidez à tracção ou compressão da ligação são definidos pela combinação apropriada das componentes básicas intervenientes. No caso de uma junta viga-coluna (viga\coluna num só lado) aparafusada com chapa de extremidade, e com uma linha de parafusos traccionados, corresponderá a:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} ; k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$$

- Pannel de alma da viga solicitada ao corte

$$k_1 = \frac{0,38 \times A_{vc}}{\beta \times z} = 15,92 \text{ mm (não reforçada)}$$

Ou,

$$k_1 = \infty \text{ (reforçada)}$$

- Alma da viga comprimida não reforçada

$$k_2 = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} = 4,55 \text{ mm (não reforçada)}$$

Ou,

$$k_2 = \infty \text{ (reforçada)}$$

- Alma da viga traccionada não reforçada

$$k_3 = \frac{0,7 \times b_{eff,t,w} \times t_{wc}}{d_c} = 3,90 \text{ mm (não reforçada)}$$

Ou,

$$k_3 = \infty \text{ (reforçada)}$$

- Banzo da coluna solicitada à flexão

$$k_4 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = 23,38 \text{ mm}$$

- Chapa de extremidade em flexão

$$k_5 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_p^3}{m^3} = 24,17 \text{ mm}$$

- Parafusos traccionados

$$k_{10} = \frac{1,6 \times A_s}{L_b} = 11,10 \text{ mm}$$

Onde,

$$L_b = t_f + t_p + l_{anilha} + l_{\text{cabeça parafuso+porca}} \approx 65 \text{ mm}$$

Concluindo,

$$k_c = 3,54 \text{ mm} ; k_T = 2,32 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = 11774,2 \text{ kNm/rad} ; S_j = 5887,1 \text{ kNm/rad}$$

*Classificação segundo a rigidez*²⁰

As juntas viga-pilar podem classificar-se como rígidas, nominalmente articuladas ou semi-rígidas em função da sua rigidez rotação, através da comparação da sua rigidez de rotação inicial com a rigidez de flexão do elemento ligado.

Caso 1 – Nominalmente articulada: $S_{j,ini} \leq 0,5 \times \frac{E \times I_b}{L_b}$

Caso 2 – Rígida: $S_{j,ini} \geq k_b \times \frac{E \times I_b}{L_b}$

Em que, I_b é o momento de inércia da secção do pilar; L_b é o vão do pilar, e ainda:

- $k_b = 8$, para sistemas com contraventamentos que participam na redução do deslocamento horizontal em 80%
- $k_b = 25$, para outros pórticos

Sendo as propriedades geométricas e mecânicas do pilar, iguais a:

$$I_b = 2186 \text{ cm}^4 ; L_b = 3,40 \text{ m} ; E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

²⁰ É importante salientar que a classificação da rigidez da ligação apenas teve em conta a direcção transversal da estrutura, porque o contraventamento longitudinal reduz o deslocamento horizontal e os efeitos das deformações (superior em 80%) favorecendo o comportamento das ligações que se poderão classificar como rígidas.

Logo,

$$\frac{E \times I_b}{L_b} = 1350,18 \text{ kNm/rad}$$

Conclusão, a ligação é semi-rígida.

Classificação segundo a resistência

Uma junta pode ser classificada como de resistência total, resistência parcial ou nominalmente articulada, pela comparação do seu momento resistente com o homólogo dos elementos ligados.

Caso 1 – Nominalmente articulada: $M_{j,Rd} \leq 0,25M_{b,pl,Rd}$ ou $0,25M_{c,pl,Rd}$

Caso 2 – Resistência total: $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ ou $M_{c,pl,Rd}$

Em que, $M_{b,pl,Rd}$ e $M_{c,pl,Rd}$ são os momentos flectores resistentes da viga e do pilar, respectivamente.

Para as secções da viga e do pilar, os momentos plásticos resistentes são os seguintes:

$$M_{b,pl,Rd} = W_{pl,b} \times f_y = 965,8 \text{ kNm}$$

$$M_{c,pl,Rd} = W_{pl,c} \times f_y = 90,48 \text{ kNm}$$

Concluindo, é uma ligação com resistência parcial.

4.11 Análise da ligação viga-viga referente ao Corte R.R – DESENHO Nº53

Os cálculos seguintes são referentes a uma ligação viga-viga com recurso a um reforço e a uma cobre-junta (ver Figura 4.46), considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados (inclui-se a verificação à força de amarração mínima regulamentar).

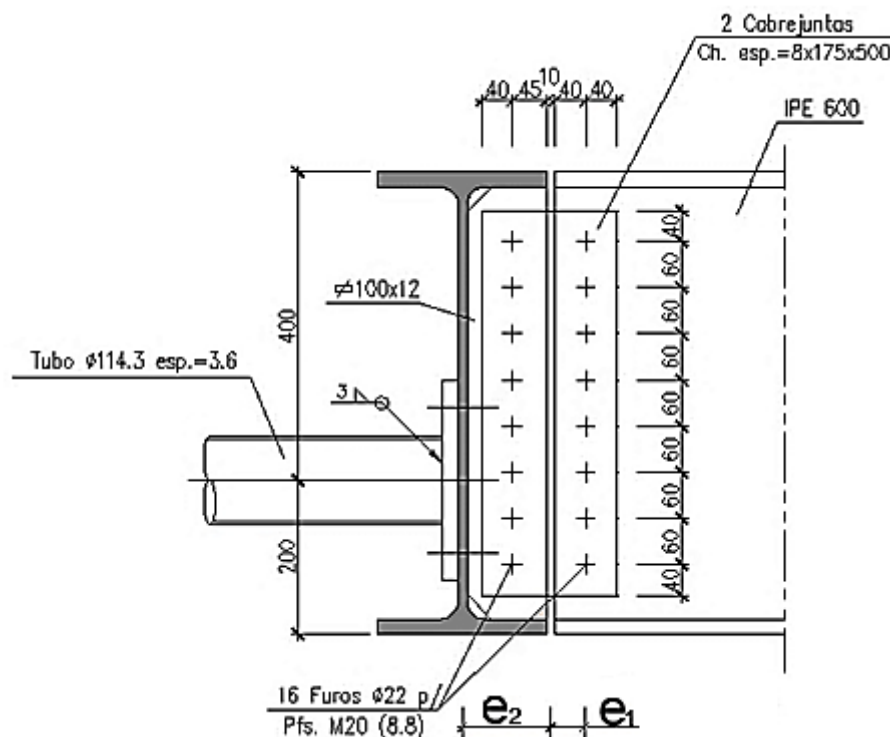


Figura 4.46 – Pormenor construtivo de uma ligação viga-viga articulada, utilizando cobre-juntas e reforços (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Os esforços actuantes mais desfavoráveis na junta são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 14 sobre ligações viga-viga articuladas.

Os esforços actuantes na junta devido à combinação 4 (acção do vento sobre a menor dimensão) são os seguintes:

$$\begin{cases} V_{z,Ed} = 54,61 \text{ kN} \\ V_{y,Ed} = 0,75 \text{ kN} \\ N_{Ed} = 13,94 \text{ kN} \end{cases}$$

Os esforços actuantes na junta devido à combinação 5 (acção do vento sobre a maior dimensão) são os seguintes:

$$\begin{cases} V_{z,Ed} = 1,70 \text{ kN} \\ V_{y,Ed} = 1,45 \text{ kN} \\ N_{Ed} = -26,10 \end{cases}$$

Na ligação de vigas utilizando cobre-juntas e reforços cria-se uma excentricidade $e_1 = l_1$ da reacção em relação á rótula (acção no plano) devendo ser levada em conta no dimensionamento. Além disso, como a ligação é unilateral, devemos também ter em conta os esforços criados pela excentricidade $e_2 = l_2$ (acção fora do plano), que causa flexão no reforço e torção na viga (Hirt & Crisinel, 2000).

Verificação da capacidade resistente dos grupos de parafusos

Equilíbrio da reacção na cobre-junta em relação ao grupo de parafusos sobre a alma da viga secundária (acção no plano)

Para um grupo de parafusos sujeitos a acções no plano, primeiro determinam-se os momentos de área dos parafusos de meia-cobre-junta em torno do centroíde do eixo de coordenadas x e y, vindo:

$$I_x = 0 \text{ (só existe uma linha de parafusos na vertical)}$$

$$I_y = \sum y_m^2 = 151200 \text{ mm}^2 ; I_p = I_x + I_y = 151200 \text{ mm}^2$$

Com base na excentricidade $l_1 = 45 \text{ mm}$, determina-se o momento parasita:

$$M_i = V_{z,Ed} \times l_1 = 2,46 \text{ kNm}$$

Então, a resultante da força de corte de dimensionamento para o parafuso mais distante é (Gorenc et al, 2005):

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{y,Ed}}{n_b} + \frac{M_i \times y_{max}}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,Ed}}{n_b} + \frac{M_i \times x_{max}}{I_p}\right)^2} = 10,39 \text{ kN}$$

Equilíbrio da reacção por torção da viga principal (acção fora do plano)

O momento transmitido para a ligação entre vigas é igual ao momento de excentricidade adicionado do momento flector proveniente do tubo CHS, ambos descritos a seguir.

Com base na excentricidade $l_2 = 114 \text{ mm}$, determina-se o momento parasita:

$$M_{y,Ed} = V_{z,Ed} \times l_2 = 6,23 \text{ kNm}$$

Com base nos diagramas de esforços, que se encontram na Figura 4.47, pode-se ver qual o momento actuante na extremidade (em contacto com a viga de bordo) do tubo CHS (suporte do caixote AVAC).

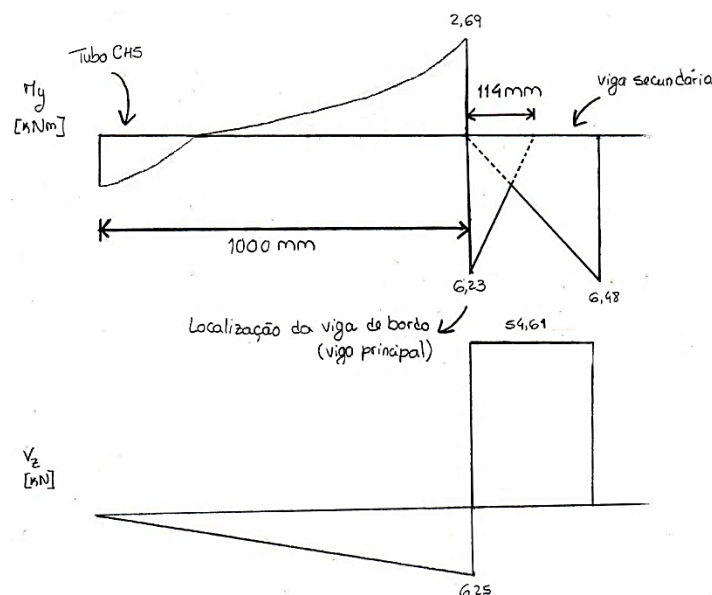


Figura 4.47 – Diagrama de esforços do suporte do caixote AVAC (tubo circular fechado) para a combinação mais desfavorável (vento proveniente da maior dimensão do edifício)

Assim, o momento que a ligação terá de resistir é igual a:

$$M_i = M_{CHS} + M_{IPE,sec.} = 8,92 \text{ kNm}$$

Note-se que este momento é igual ao momento de torção $M_t = 8,92 \text{ kNm}$ que a viga principal teria de suportar caso a viga secundária não efectua-se restrição à torção.

Concluindo, o parafuso mais esforçado terá como esforço de corte actuante $F_{v,Ed} = 22,69 \text{ kN}$, em vez dos anteriores 10,39 kN que apenas incluíam a excentricidade de um dos lados.

Resistência individual dos parafusos

A verificação da resistência ao corte de um parafuso pode ser assegurada a partir da desigualdade seguinte:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

A resistência ao corte de um parafuso isolado é dada por (de acordo com a Parte 1.8 do EC3):

- Resistência ao corte por plano de corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} = 120,64 \text{ kN}$$

Em que, $A \cong 314,16 \text{ mm}^2$ é a área de secção de um parafuso de diâmetro 20 mm; $\alpha_v = 0,6$ porque o plano de corte é na parte roscada e o parafuso de classe 8.8

- Resistência ao esmagamento da chapa (cobre-junta)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Para a direcção vertical, os parâmetros de resistência são definidos por:

$$\alpha_b = \text{Min} \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1,0 \right\} = 0,66$$

$$k_1 = \text{Min} \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

Donde resulta,

$$F_{b,Rd,ver} = 95,02 \text{ kN}$$

Saliente-se que ao seguir o mesmo procedimento para a alma da viga obtém-se $F_{b,Rd} = 125,08 \text{ kN}$, e para o reforço resulta $F_{b,Rd} = 142,53 \text{ kN}$.

Para a direcção horizontal, os parâmetros de resistência são definidos por:

$$\alpha_b = 0,606; k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd,hor} = 95,02 \text{ kN} \text{ (mas, é para parafuso interno)}$$

Concluindo, a resistência do parafuso mais crítico é verificada através da seguinte condição:

$$F_{v,Ed} = 22,69 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 95,02 \text{ kN}$$

Onde, $F_{v,Ed}$ é a força de corte aplicada no parafuso mais crítico e $F_{v,Rd}$ é a resistência ao corte de um parafuso individual.

Verificação da capacidade resistente das soldaduras

Com base na distribuição de forças representada na Figura 4.48, a qual assume por hipótese que as soldaduras nos banzos absorvem as forças horizontais (tracção e flexão) e as soldaduras na alma absorvem as forças verticais (corte), ir-se-á calcular a resistência dos cordões de ângulo de acordo com o método simplificado indicado no EC3.

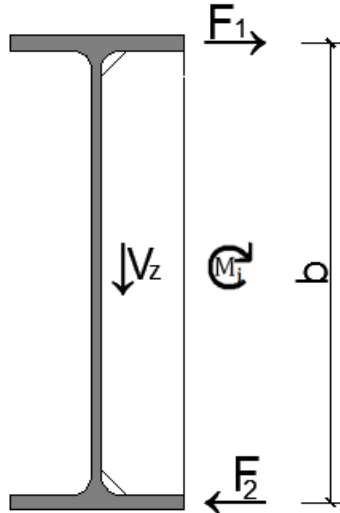


Figura 4.48 – Distribuição dos esforços actuantes pelos cordões de soldadura (distribuição plástica de tensões)

A resistência ao corte da soldadura é determinada pela expressão seguinte (artigo 4.5.3.3 da Parte 1.8 do EC3):

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{M_2}} = 233,66 \text{ N/mm}^2$$

Em que, $\beta_w = 0,85$ é o factor de correlação para soldaduras de ângulo entre peças de diferentes aços, com a classe de aço S275 correspondendo à classe de resistência mais baixa.

Não existem quaisquer indicações acerca do comprimento das soldaduras no Corte R.R do *DESENHO N°53*, pelo que se irá admitir que os cordões de soldadura têm os comprimentos seguintes:

$$l_{eff,w} = 500 \text{ mm} ; l_{eff,b} = 75 \text{ mm}$$

A partir do modelo de equilíbrio estático indicado na Figura 4.48 determinam-se as acções actuantes nos cordões de soldadura dos banzos:

$$M_i = V_{z,Ed} \times l_2 = 6,22 \text{ kNm} ; F_i = \frac{M_i}{b} = 11,08 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_i + \frac{N}{2} = 18,05 \text{ kN}$$

Com base nessas forças calculam-se os cordões de soldadura necessários, admitindo tensões uniformes em todo o seu comprimento (resistência mínima da soldadura para absorver o esforço actuante):

- Força aplicada no banzo traccionado

$$F_{vw,d,b} = F_2 \Rightarrow a \geq \frac{1,03}{2} \text{ mm}$$

- Força aplicada na alma

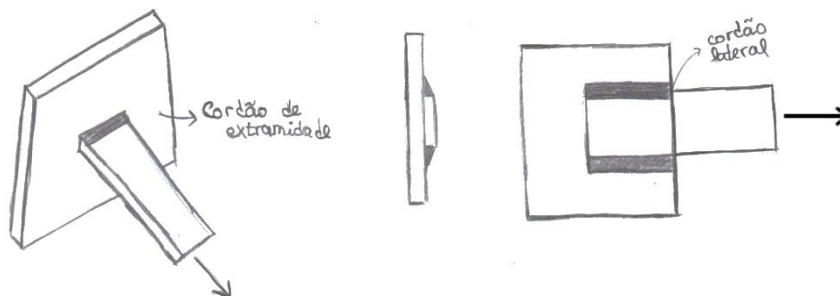
$$F_{vw,d,w} = V_{z,Ed} \Rightarrow a \geq \frac{0,47}{2} \text{ mm}$$

De qualquer forma, o Eurocódigo impõe que se utilize uma espessura efectiva não inferior a 3 mm em todo cordão de soldadura (artigo 4.5.2 da Parte 1-8 do EC3).

Seguindo o processo de dimensionamento proposto pelo EC3, é possível dimensionar as soldaduras com penetração parcial (a resistência de rotura das soldaduras é menor do que a resistência de cedência da parte mais fraca), desde que a capacidade de deformação da ligação não fique tão pequena que não possa acomodar os efeitos devidos às deformações impostas por acções acidentais (se assim não fosse resultaria numa ligação com comportamento frágil).

Com efeito, está do lado da segurança adoptar soldaduras de resistência total (apesar de nem sempre necessário), pois permite que a resistência da soldadura seja superior à resistência da chapa, e no caso de sobrecargas a placa entrará em rotura primeiro que as soldaduras. Saliente-se que o EC3 apenas obriga que em juntas onde se poderão formar rótulas plásticas, as soldaduras sejam dimensionadas de modo a terem a resistência de cálculo pelo menos igual à peça de menor resistência.

Por outro lado, há autores (Jaspart, J.P. et al, 2009) que indicam critérios para evitar a rotura prematura das soldaduras devido às forças de corte ou tracção, nomeadamente, propõem que se dimensione as soldaduras para 80% da resistência total, afirmando que é suficiente para assegurar uma adequada capacidade de rotação, e que a cedência da placa ocorra antes da cedência das soldaduras. Deste modo, adoptando os exemplos indicados na Figura 4.49, os cordões de soldadura de “resistência total” seriam



os propostos na

Figura 4.49 – Soldaduras com cordão de extremidade (à esquerda) e com cordão lateral (à direita), adaptado de

Em relação ao projecto em estudo, importa salientar que a espessura dos cordões de soldadura está de acordo com os pressupostos indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1.

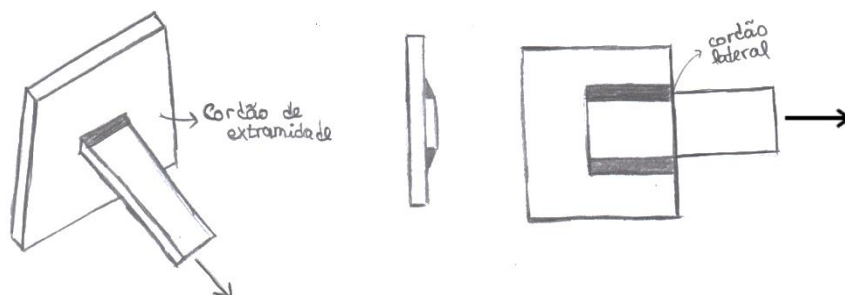


Figura 4.49 – Soldaduras com cordão de extremidade (à esquerda) e com cordão lateral (à direita), adaptado de (Jaspart, J.P. et al, 2009)

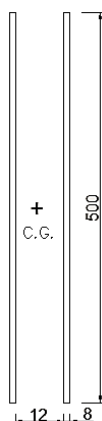
Em relação ao projecto em estudo, importa salientar que a espessura dos cordões de soldadura está de acordo com os pressupostos indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Espessuras de cordões de soldadura com resistência total, (Jaspart, J.P. et al, 2009)

Tipo de aço	S235	S275	S355
Duplo cordão de soldadura de extremidade com resistência total ($\sigma_x = f_y$)	$a \geq 0,46t$	$a \geq 0,48t$	$a \geq 0,55t$
Duplo cordão de soldadura lateral com resistência total ($\sigma_x = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$)	$a \geq 0,33t$	$a \geq 0,34t$	$a \geq 0,39t$
Duplo cordão de soldadura de extremidade com resistência total ($\sigma_x = 0,8f_y$)	$a \geq 0,37t$	$a \geq 0,38t$	$a \geq 0,44t$

Verificação das cobre-juntas à flexão e ao corte

Para verificar a resistência à flexão e ao corte do *gousset* em regime elástico seguiu-se a Teoria de Resistência de Materiais (Silva V. D., 2004).



Começando por determinar as características geométricas e mecânicas da secção definida pelas cobre-juntas (ver Figura 4.50), obtém-se:

$$I_y = 16666,67 \text{ cm}^4 ; I_z = 84,27 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{y_{max}} = 666,67 \text{ cm}^3 ; W_{el,z} = \frac{I_z}{z_{max}} = 60,19 \text{ cm}^3$$

Figura 4.50 – Dimensões geométricas da secção da ligação concebida pelas cobre-juntas

Com base na excentricidade $l_1 = 45 \text{ mm}$, determinam-se os momentos de excentricidade:

$$M_{z,Ed} = V_{y,Ed} \times l_1 = 0,034 \text{ kNm} ; M_{y,Ed} = V_{z,Ed} \times l_1 = 2,46 \text{ kNm}$$

Os momentos plásticos resistentes da secção em torno de y e z são os seguintes:

$$M_{el,cp,y} = 236,37 \text{ kNm} ; M_{el,cp,z} = 21,37 \text{ kNm}$$

Em seguida, determinam-se as máximas tensões tangenciais nas cobre-juntas, as quais ocorrem ao nível do eixo neutro (admitindo que a tensão tangencial é paralela às faces laterais da peça), e são definidas pelas componentes seguintes:

- A componente horizontal da tensão pode ser calculada da seguinte maneira (para uma cobre-junta e apenas metade da carga actuante):

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{y,Ed} \times S'_z}{I'_z \times b_z} = 2,62 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}}$$

Onde, $S'_z = 4 \text{ cm}^3$ é o momento estático de metade da área de uma cobre-junta (dividida na vertical) em relação eixo neutro; $I'_z = 2,13 \text{ cm}^4$ é a inércia de metade da área de uma cobre-junta (divida na vertical) em relação ao seu centro de gravidade.

- A componente vertical da tensão pode ser calculada da seguinte maneira (para duas cobre-juntas e toda a carga actuante):

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{z,Ed} \times S_y}{I_y \times b_y} = 10,24 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}}$$

Onde, $S_y = 500 \text{ cm}^3$ é o momento estático de metade da secção definida pelas duas cobre-juntas (divididas na horizontal) em relação eixo neutro.

Como a resistência é sempre superior ao esforço actuante está garantida a segurança das cobre-juntas em relação à flexão e ao corte.

Verificação da ligação ao corte

Capacidade resistente do grupo de parafusos ao corte\esmagamento (análise elástica)

A resistência ao corte providenciada a uma ligação articulada considerando um grupo de parafusos ligando duas peças (*gousset*, alma da viga ou cobre-junta) pode ser dada pelas expressões seguintes, as quais tomam em conta a presença de excentricidades (Malik, 1993; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,1} = \frac{n_b \times F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha \times n_b)^2 + (\beta \times n_b)^2}}$$

Mas,

$$V_{Rd,1} \leq V_{Rd,2} = \frac{n_b}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha \times n_b}{F_{b,Rd,ver}}\right)^2 + \left(\frac{\beta \times n_b}{F_{b,Rd,hor}}\right)^2}}$$

Em que, $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ são as resistências de um parafuso isolado ao corte e ao esmagamento, respectivamente, de acordo com a Parte 1.8 do EC3 (já calculadas anteriormente); α e β são parâmetros para considerar a distribuição de esforços no grupo de parafusos devido ao corte directo e momento flector, respectivamente; dependendo do número de linhas de parafusos na vertical, os parâmetros anteriores são definidos da seguinte maneira (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2009):

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{se } n_2 = 1 \\ \frac{z \times p_2}{2 \times I} & \text{se } n_2 = 2 \end{cases} ; \quad \beta = \begin{cases} \frac{6 \times z}{n(n+1)p_1} & \text{se } n_2 = 1 \\ \frac{z \times p_1}{2 \times I} (n_1 - 1) & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

Onde, I é a inércia do grupo de parafusos, e calculada através da expressão seguinte:

$$I = \frac{n_1}{2} p_2^2 + \frac{1}{6} n_1 (n_1^2 - 1) p_1^2$$

Onde, n_2 é o número de linhas de parafusos na vertical; n_1 é o número de fiadas de parafusos; n_b é o número total de parafusos; p_1 e p_2 são os espaçamentos entre parafusos interiores na vertical e horizontal, respectivamente.

Sendo o número de parafusos na ligação definido por (ver Figura 4.51):

$$n_2 = 1 ; n_1 = n_b = 8$$

Por conseguinte, obtêm-se os parâmetros seguintes:

$$\alpha = 0 ; \beta = 0,0625$$

Com base nos parâmetros determinados, e sendo $F_{v,Rd} = 120,64 \text{ kN}$ resulta que o esforço transversal resistente da ligação considerando o grupo de parafusos ao corte é dado por (na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas):

$$V_{Rd,1} = 863,23 \text{ kN}$$

Refira-se que geralmente numa análise elástica existe subestimação da capacidade do conjunto, a qual resulta do centro de rotação ser coincidente com o centro de gravidade do conjunto (hipótese básica de comportamento elástico, mas não verossímil), ver Apêndice 14. Com efeito, seguindo este pressuposto é impossível alcançar a compatibilidade entre a deformação de corte dos parafusos e as forças resultantes dessas deformações nos parafusos (Hirt & Bez, 1994).

Importa salientar que ao efectuar-se uma análise plástica da capacidade resistente da ligação através do procedimento indicado em (Picard & Beaulieu, 1991) resulta $V_{Rd,1} = 866 \text{ kN}$. Mencione-se que este modelo de dimensionamento usa o centro de rotação adequado ao estado limite último em que todas as forças dos parafusos agem (comportamento não-linear material e comportamento de conjunto inelástico), contrastando com o que acontece numa análise elástica.

Sem dúvida, na presente situação a análise elástica dá resultados muito similares à análise plástica, além do seu manejo ser muito mais simples.

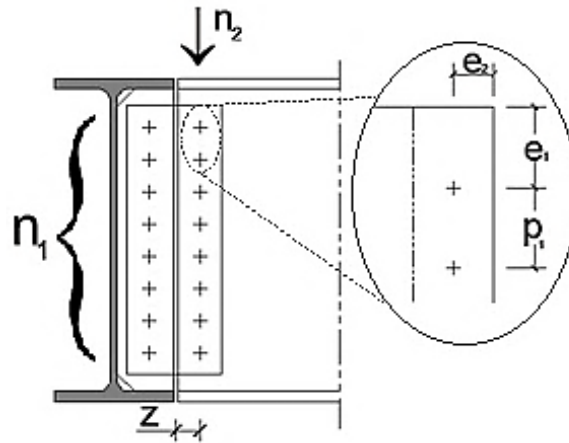


Figura 4.51 – Disposição do grupo de parafusos: distância entre eixos e distâncias às extremidades; número de linhas de parafusos na vertical e número de parafusos em cada fiada

Prosseguindo com a avaliação da resistência da ligação, em relação à capacidade resistente oferecida pelo grupo de parafusos ao esmagamento. A resistência ao esmagamento vertical/horizontal para um parafuso isolado na cobre-junta é igual a:

$$F_{b,Rd,ver} = 95,02 \text{ kN (parafuso de extremidade)} ; F_{b,Rd,hor} = 80,58 \text{ kN (parafuso interior)}$$

Com base nos parâmetros determinados, resulta que o esforço transversal resistente da ligação considerando o grupo de parafusos ao esmagamento é dado por (na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas):

$$V_{Rd,2} = 654,82 \text{ kN}$$

Efectuando este procedimento de forma similar para a alma da viga advém $V_{Rd,8} = 861,96 \text{ kN}$, enquanto para o reforço sucede $V_{Rd,8} = 1009,38 \text{ kN}$.

Concluindo, a resistência oferecida à ligação pelo grupo de parafusos é igual a:

$$V_{Rd,1} = 861,96 \text{ kN}$$

Verificando-se que a rotura por esmagamento dos parafusos na alma da viga é preponderante na ligação.

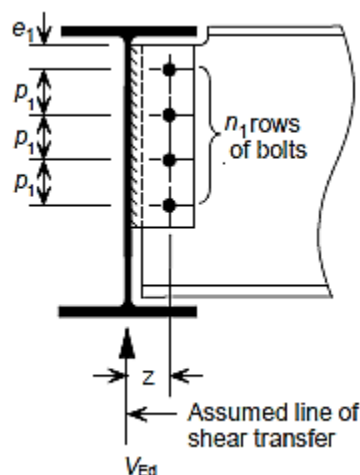


Figura 4.52 – Resistência ao corte e ao esmagamento de um grupo de parafusos numa chapa de ligação, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

Capacidade resistente da secção bruta da cobre-junta ao corte

A resistência de uma chapa de junção ao corte (*gousset* ou cobre-junta) em relação à sua secção bruta pode ser dada pela expressão seguinte (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,3} = \frac{h_p \times t_p}{\kappa_e} \times \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 645,54 \text{ kN}$$

Em que, $\kappa_e = 1,27$ é um coeficiente redutor para tomar em conta a perda de resistência ao corte na secção bruta devido à presença de momento flector na ligação (Renkin, 2003). Saliente-se que na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas.

De modo análogo, como a área de corte do reforço é igual a $A_{v,r} = 67,44 \text{ cm}^2$ sucede que a resistência ao corte do reforço é $V_{Rd,9} = 1382,25 \text{ kN}$.

Capacidade resistente da secção bruta da alma da viga ao corte

A resistência da alma da viga ao corte em relação à sua secção bruta pode ser dada pela expressão seguinte (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,9} = A_{v,b} \times \frac{f_{yb}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Em que, $A_{v,b}$ é a área bruta de corte da viga, calculada pela expressão seguinte:

$$A_{v,b} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f \geq \eta \times h_w \times t_w \Rightarrow A_{v,b} = 83,78 \text{ cm}^2$$

Portanto,

$$V_{Rd,9} = 1330,19 \text{ kN}$$

Capacidade resistente da secção efectiva da cobre-junta ao corte

A resistência de uma chapa de junção ao corte (*gousset* ou cobre-junta) em relação à sua secção efectiva pode ser dada pela expressão seguinte (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,4} = A_{v,net} \times \frac{f_{up}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_2}}$$

Onde, $A_{v,net}$ é a área efectiva de corte da cobre-junta, determinada do seguinte modo:

$$A_{v,net} = t_p \times (h_p - n_1 \times d_0) = 25,92 \text{ cm}^2$$

Portanto,

$$V_{Rd,4} = 586,62 \text{ kN}$$

Saliente-se que na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas.

Capacidade resistente da secção efectiva da alma da viga ao corte

A resistência da alma da viga ao corte em relação à sua secção efectiva pode ser dada pela expressão seguinte (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,10} = A_{v,b,net} \times \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_2}}$$

Onde, $A_{v,b,net}$ é a área útil da alma da viga, calculada através da expressão seguinte:

$$A_{v,b,net} = A_{v,b} - t_w \times (n_1 \times d_0) = 62,66 \text{ cm}^2$$

Portanto,

$$V_{Rd,10} = 1244,48 \text{ kN}$$

De modo análogo, como a área de corte do reforço é igual a $A_{v,r,net} = A_{v,r} - t_r \times (n_1 \times d_0) = 46,32 \text{ cm}^2$ sucede que a resistência ao corte do reforço é $V_{rd,10} = 1048,32 \text{ kN}$.

Capacidade resistente dos elementos ao destacamento por corte

O destacamento do bloco é uma rotura por corte na fiada de parafusos situada na secção solicitada ao corte do grupo de furos, acompanhada da rotura por tracção ao longo da linha dos furos situada na superfície traccionada da periferia do grupo de parafusos (NP EN 1993-1-8, 2010).

Para um grupo de parafusos sujeito a um carregamento excêntrico, a resistência ao destacamento do bloco é obtida por (NP EN 1993-1-8, 2010):

$$V_{Rd,5} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_{y,p} \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Onde, A_{nv} é a área útil solicitada ao corte, determinada do seguinte modo (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$A_{nv} = t_p \times (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

Enquanto que, A_{nt} é a área útil solicitada à tracção, cujo valor é dependente do número de linhas de parafusos na vertical, e dada como se segue (Malik, 2005):

$$A_{nt} = \begin{cases} t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) & \text{se } n_2 = 1 \\ t_p \times \left(p_2 + e_2 - 3 \frac{d_0}{2} \right) & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

Ora, a ligação em análise só tem uma única linha vertical de parafusos $n_2 = 1$ (originando $p_2 = 0$), pelo que obtém-se para a cobre-junta:

$$A_{nt} = 2,32 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = 23,60 \text{ cm}^2$$

Portanto,

$$V_{Rd,5} = 529,18 \text{ kN}$$

Saliente-se que na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas.

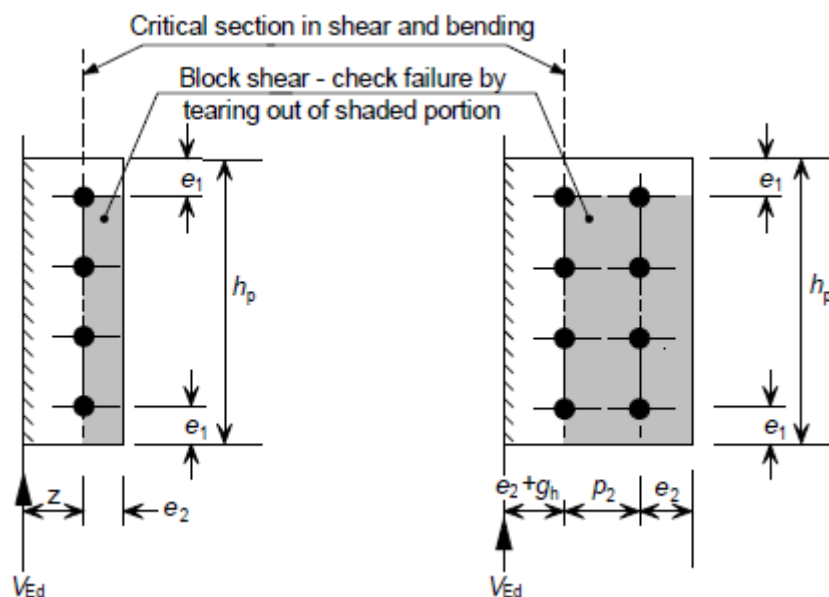


Figura 4.53 – Áreas do gousset envolvidas na rotura em bloco por corte (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Analogamente para o reforço, como a área útil de tracção é igual a $A_{nt} = 4,08 \text{ cm}^2$ e a área útil de corte corresponde a $A_{nv} = 35,40 \text{ cm}^2$, resulta que a capacidade resistente ao destacamento em bloco é $V_{Rd,11} = 805,52 \text{ kN}$.

De acordo com (SCI/BCSA Connections Group, 2011), a verificação da alma da viga ao destacamento por corte está dispensada se os banzos não forem entalhados.

Verificação do reforço à flexão

Para as chapas de junção (goussets e reforços) colocadas na alma da viga, com propósito de conceber uma ligação articulada, a verificação da resistência à flexão deverá efectuar-se quando não for respeitada a condição (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$h_p \geq 2,73 \times z_p$$

Quando em contrário, pode-se avaliar a resistência ao corte oferecida à ligação aparafusada, contemplando a resistência da chapa à flexão, através da expressão seguinte:

$$V_{Rd,6} = \frac{W_{el,r}}{z_p} \times \frac{f_{y,r}}{\gamma_{M_1}}$$

Desta forma, para o reforço transversal presente na viga principal a resistência à flexão está assegurada, pois é verificada a condição:

$$h_p = 600 - 2 \times 19 = 562 \text{ mm} \geq 2,73 \times z_p = 311,22 \text{ mm}$$

Verificação do reforço à encurvadura lateral torsional

Como já referido, nas chapas de junção (goussets ou reforços) por vezes pode ocorrer encurvadura lateral, principalmente, se estas forem longas e os elementos ligados não tiverem convenientemente contraventados. Para dispensar a verificação à encurvadura lateral de uma chapa de junção, é necessário que o critério seguinte seja satisfeito (utilização de chapa curta):

$$z_p \leq t_p / 0,15$$

Caso contrário a chapa de junção é classificada como longa, e pode-se avaliar a resistência ao corte oferecida à ligação aparafusada, contemplando a resistência da chapa à encurvadura lateral, através da expressão seguinte (SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,7} = \text{Min} \left\{ \frac{W_{el,r}}{z} \times \frac{\chi_{LT} \times f_{y,p}}{K_e \times \gamma_{M_1}}; \frac{W_{el,r}}{z} \times \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M_1}} \right\}$$

Em que, $K_e = 0,6$ é um factor para contemplar a forma triangular do diagrama de momentos flectores no chapa de junção; χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral torsional, determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \text{com} \quad \Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Onde, Φ_{LT} é um factor para calcular o coeficiente de redução; $\alpha_{LT} = 0,76$ é o factor de imperfeição correspondente à curva de encurvadura d , recomendada para peças sólidas (cantoneiras, reforços, cobre-juntas, etc.), pois estas estão sujeitas a processos de cortes e soldaduras (entre outros) que se reflectem em imperfeições geométricas e tensões residuais mais severas que o habitual; $\bar{\lambda}_{LT}$ é a esbelteza normalizada da chapa para a encurvadura lateral, calculada pela expressão seguinte:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{2,8}{86,4} \times \left(\frac{z_p \times h_p}{1,5 \times t_p^2} \right)^{1/2}$$

Com base no referido anteriormente, ao analisar-se as características geométricas do reforço é possível classificá-lo como chapa longa, ou seja:

$$z = 114 \geq t_p/0,15 = 80$$

Como se trata de uma secção rectangular, o módulo de flexão elástico é definido da seguinte maneira:

$$W_{el,r} = \frac{t_p \times h_p^2}{6} = 631,69 \text{ cm}^3$$

A esbelteza normalizada do reforço e o coeficiente de redução devido à encurvadura por flexão, são calculados a seguir:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{2,8}{86,4} \times \left(\frac{z_p \times h_p}{1,5 \times t_p^2} \right)^{1/2} = 0,56$$

Pela tabela 5.2 sugerida em (SCI-P358, 2011), obtém-se $\bar{\lambda}_{LT} \cong 0,55 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,74$

Portanto,

$$V_{Rd,7} = \text{Min} \left\{ \frac{W_{el,r}}{z} \times \frac{\chi_{LT} \times f_{y,p}}{0,6 \times \gamma_{M_1}}; \frac{W_{el,r}}{z} \times \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M_1}} \right\} = 1940,87 \text{ kN}$$

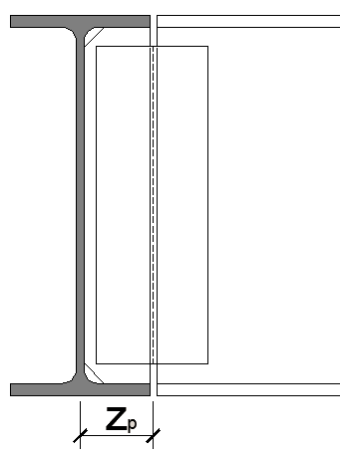


Figura 4.54 – Braço da força instalada na ligação: distância entre os eixos de gravidade da cobre-junta e da viga de suporte

Verificação dos elementos à interacção do corte com flexão

No local da ligação há interacção entre flexão e esforço transversal, e por vezes, dependendo do comprimento da chapa de junção, pode haver necessidade de levar em conta os efeitos locais produzidos na região dos parafusos.

Para chapas de junção curtas (isto é, $a \leq t_f/0.15$) é indicado em (Malik, 1993), com base em ensaios experimentais, que a resistência da alma da viga não necessita ser verificada.

Para chapas de junção longas (isto é, $a > t_f/0.15$) é necessário assegurar que a secção definida por ABCD na Figura 4.55 consiga resistir ao momento actuante sobre as linhas de parafusos (AB e CD estão ao corte e BC está em flexão), sem embargo, este requisito obrigatório corresponde à expressão seguinte:

$$V_{Ed} \times (z_p + p_2) \leq M_{c,BC,Rd} + V_{pl,AB,Rd} \times (n_1 - 1) \times p_1$$

Em que, $V_{pl,AB,Rd}$ é a resistência ao corte da alma da viga referente à secção AB, e que poderá ser considerada igual a:

$$V_{pl,AB,Rd} = \frac{t_{w,b} \times (e_2 + p_2) \times f_{y,b}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Enquanto, $M_{c,BC,Rd}$ é o momento resistente da alma da viga referente à secção BC, e calculado de acordo com:

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b} \times t_{w,b}}{6 \times \gamma_{M_0}} ((n_1 - 1)p_1)^2$$

Todavia, nos casos em que o esforço transversal actuante seja superior a metade do esforço transversal resistente plástico (corte elevado, isto é, $V_{BC,Ed} > 0,5V_{pl,BC,Rd}$), o seu efeito sobre o momento flector resistente deverá ser considerado através de uma tensão de cedência reduzida:

$$(1 - \rho)f_{y,b}$$

Em que, $\rho = \left(\frac{2V_{BC,Ed}}{V_{pl,BC,Rd}} - 1 \right)^2$ é o coeficiente de redução para levar em conta a interacção de flexão com esforço transversal (considerado igual a 0 para corte baixo, isto é, $V_{BC,Ed} \leq 0,5V_{pl,BC,Rd}$); $V_{pl,BC,Rd}$ é a resistência ao corte da alma da viga referente à secção BC, e calculada através da expressão seguinte:

$$V_{pl,BC,Rd} = \frac{t_{w,b} \times (n_1 - 1) \times p_1 \times f_{y,b}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Ao passo que, $V_{BC,Ed}$ é a força de corte na alma da viga, e determinada a partir de:

$$V_{BC,Ed} = V_{Ed} \times \frac{(n_1 - 1) \times p_1}{h_b}$$

Onde, h_b é a altura da viga.

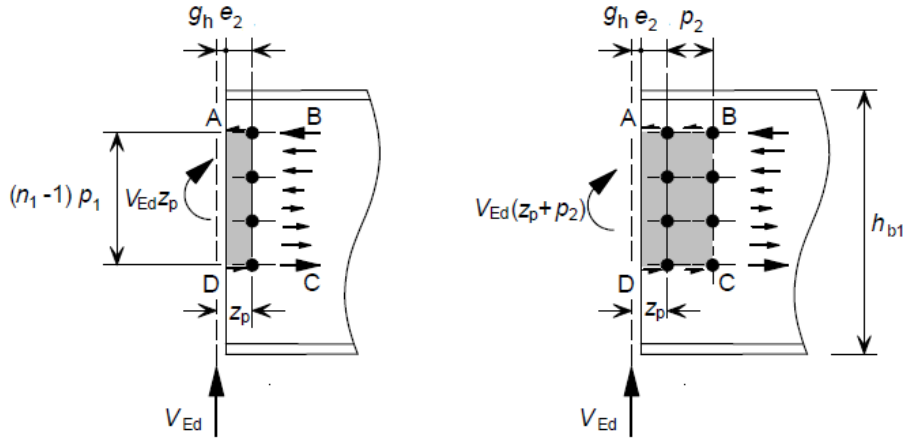


Figura 4.55 – Resistência da alma da viga suportada no local de ligação: interacção entre flexão e esforço transversal, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Com base no referido anteriormente, ao analisar-se as características geométricas do reforço é possível classificá-lo como chapa longa, ou seja:

$$z_p \geq t_p/0,15 \Rightarrow 114 \geq 80$$

Logo, é necessário assegurar que a secção tem capacidade para resistir ao momento e ao corte combinados.

Sendo apenas utilizada uma linha de parafusos na vertical (originando $p_2 = 0$), sucede que a resistência ao corte no troço AB é igual a:

$$V_{pl,AB,Rd} = \frac{t_{w,b} \times e_2 \times f_{y,b}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 110,68 \text{ kN}$$

A força de corte actuante e a resistência ao corte, ambas referentes ao troço BC, são dadas por:

$$V_{BC,Ed} = V_{Ed} \times \frac{(n_1 - 1) \times p_1}{h_b} = 38,23$$

$$V_{pl,BC,Rd} = \frac{t_{w,b} \times (n_1 - 1) \times p_1 \times f_{y,b}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 103,30 \text{ kN}$$

Como o corte não é elevado ($V_{BC,Ed} < 0,5V_{pl,BC,Rd}$), então, o momento resistente no troço BC é igual a:

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b} \times t_w}{6 \times \gamma_{M_0}} \times ((n_1 - 1) \times p_1)^2 = 125,24 \text{ kNm}$$

E com isso, obtém-se:

$$V_{Ed} \times z_p = 6,23 \text{ kNm} \leq M_{c,BC,Rd} + V_{pl,AB,Rd} \times (n_1 - 1) \times p_1 = 171,73 \text{ kNm}$$

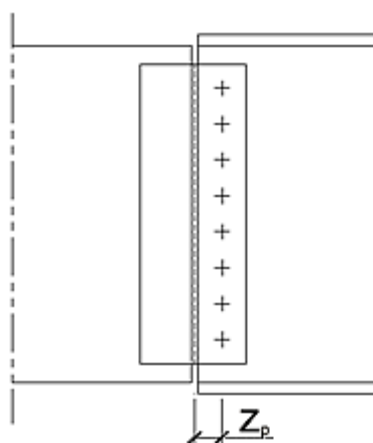


Figura 4.56 – Braço da força instalada na ligação: distância entre os eixos de gravidade da cobre-junta e da viga suportada

Por outro lado, ao considerar-se as características geométricas da alma da viga, como $z_p \leq t_p/0,15 \Rightarrow 45 \leq 80$, resulta que esta verificação é dispensada.

Verificação da ligação à força de amarração

Influência da disposição da chapa

Como o reforço está colocado na vertical ligando os banzos superior e inferior, não há necessidade de fazer a verificação da alma da viga à flexão causada por um reforço disposto longitudinalmente à alma (ver Figura 4.57).

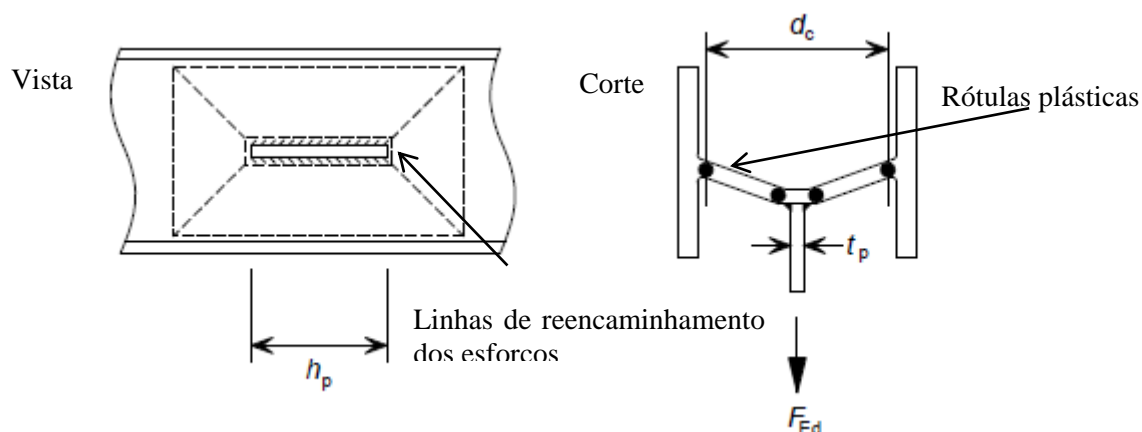


Figura 4.57 – Resistência da alma da viga de suporte à força de amarração: presença de flexão com possível formação de rótulas plásticas, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Capacidade resistente do grupo de parafusos ao corte/esmagamento

Para avaliação da capacidade resistente dos parafusos e das soldaduras (componentes básicas) segue-se o mesmo procedimento que é indicado na verificação da ligação ao corte, e por essa razão não será apresentada.

Para elementos simplesmente traccionados ligados por uma ou duas linhas de fiadas de parafusos, ver a Figura 4.58, poderá considerar-se como estando solicitados por uma carga centrada ao longo de uma secção útil, e a resistência última deverá ser determinada do seguinte modo (SCI/BCSA Connections Group, 2009; Jurasinovic & Nunez, 2006):

$$N_{Rd,u,1} = \frac{n_b \times F_{v,Rd}}{\gamma_{Mu}}$$

Mas,

$$N_{Rd,u,1} \leq N_{Rd,u,2} = \frac{n_b \times F_{b,Rd,hor}}{\gamma_{Mu}}$$

Em que, $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd,hor}$ é a resistência de um parafuso isolado ao corte e ao esmagamento (na direcção horizontal), respectivamente, de acordo com a Parte 1.8 do EC3 (já calculadas anteriormente).

Com base no referido anteriormente, e sendo $F_{v,Rd} = 120,64 \text{ kN}$ e $F_{b,Rd,hor} = 80,58 \text{ kN}$, então a resistência à amarração da cobre-junta é igual a:

$$N_{Rd,u,1} = \text{Min} \left\{ \frac{n_b \times F_{v,Rd}}{\gamma_{Mu}} ; \frac{n_b \times F_{b,Rd,hor}}{\gamma_{Mu}} \right\} = 586,04 \text{ kN}$$

Analogamente, para a alma da viga obtém-se $N_{Rd,u,5} = 771,42 \text{ kN}$ e para o reforço resulta $N_{Rd,u,5} = 986,33 \text{ kN}$.

Capacidade resistente da secção efectiva dos elementos à tracção

No caso de elementos com furos, o esforço normal resistente último à tracção da secção útil na zona com furos de ligação, deverá ser considerado igual a (NP EN 1993-1-1, 2010; Jurasinovic & Nunez, 2006):

$$N_{Rd,u,4} = \frac{0,9 \times A_{net,p} \times f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

Em que, $A_{net,p}$ é a área útil considerada igual à área bruta deduzida de todas as parcelas relativas a furos (e outras aberturas) na direcção perpendicular à direcção do esforço, ou seja:

$$A_{net,p} = t_p \times (h_p - d_0 \times n_1)$$

Com base na indicação fornecida, e sendo a área útil da cobre-junta igual a $A_{nt} = 25,92 \text{ cm}^2$, obtém-se:

$$N_{Rd,u,4} = 1029,16 \text{ kN}$$

Saliente-se que na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas.

Analogamente, para a alma da viga obtém-se $N_{Rd,u,7} = 1790,05 \text{ kN}$ e para o reforço resulta $N_{Rd,u,7} = 1857,01 \text{ kN}$.

Capacidade resistente dos elementos ao destacamento por corte

Para um grupo de parafusos simétricos sujeito a um carregamento centrado, a resistência ao destacamento do bloco é obtido por (não existe rotura local na ligação, porque os parafusos interagem entre eles para impedir a sua ocorrência):

$$N_{Rd,u,3} = V_{eff,1,Rd} = \frac{f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,p} \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Em que, A_{nt} é a área útil solicitada à tracção e A_{nv} é a área útil solicitada ao corte (dependente do número de linhas de parafusos na vertical), ambas sujeitas aos possíveis modos de rotura em bloco (ver Figura 4.58), a saber (Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

- Para predominância da tracção, as áreas são determinadas do seguinte modo (Caso 1 da rotura em bloco):

$$A_{nt} = t_p \times ((n_1 - 1) \times p_1 - (n_1 - 1) \times d_0)$$

$$A_{nv} = \begin{cases} 2t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 1 \\ 2t_p \times \left(e_2 + p_2 - 3\frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

- Na presença repartida de tracção e corte, as áreas são determinadas do seguinte modo (Caso 2 da rotura em bloco):

$$A_{nt} = t_p \times ((n_1 - 1) \times p_1 - (n_1 - 0,5) \times d_0 + e_1)$$

$$A_{nv} = \begin{cases} t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 1 \\ t_p \times \left(e_2 + p_2 - 3\frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

Com base no referido anteriormente, e porque apenas é utilizada uma linha de parafusos na vertical (originando $p_2 = 0$), vem que a resistência da cobre-junta devido ao destacamento por tracção é dada por (na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas):

$$A_{nt} = 21,28 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{Rd,u,3} = 1043,03 \text{ kN}$$

Analogamente, para a alma da viga resulta $N_{Rd,u,6} = 1358,29 \text{ kN}$, e para o reforço sucede $N_{Rd,u,6} = 1377,34 \text{ kN}$.

Relativamente à resistência da cobre-junta ao destacamento pela presença repartida de tracção e corte, obtém-se (na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas cobre-juntas):

$$A_{nt} = 23,60 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{Rd,u,3} = 1098,82 \text{ kN}$$

Analogamente, para a alma da viga resulta $N_{Rd,u,6} = 1439,07 \text{ kN}$, e para o reforço sucede $N_{Rd,u,6} = 1660,53 \text{ kN}$.

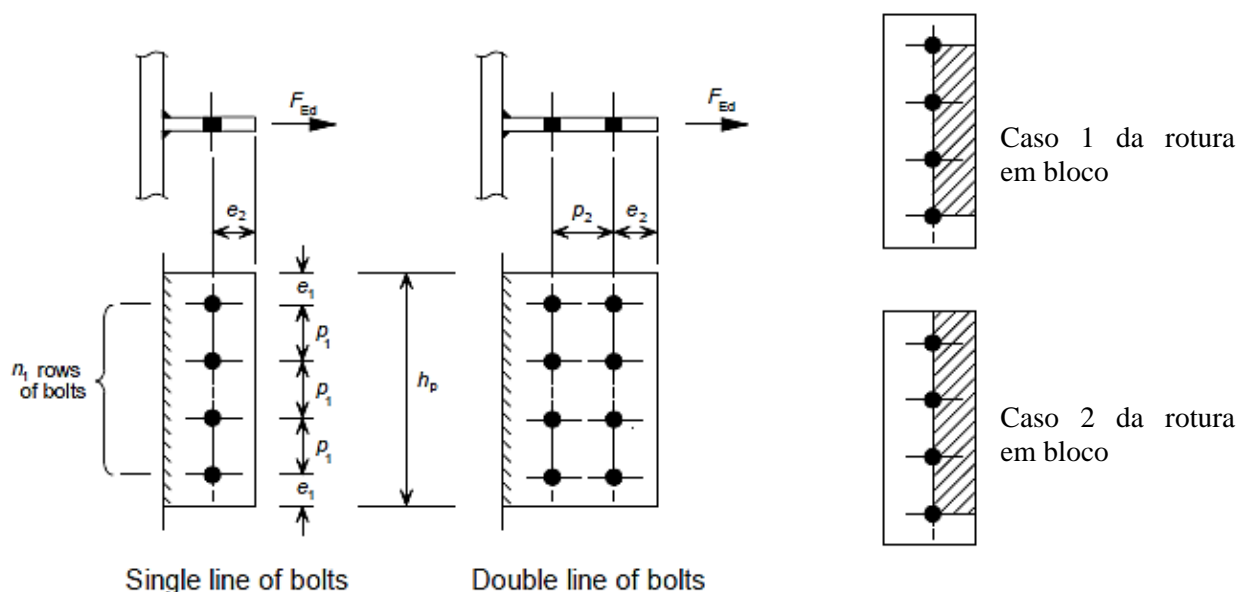


Figura 4.58 – Resistência à tracção e ao esmagamento de uma chapa de ligação com parafusos (integridade estrutural), adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

Comentários ao comportamento do Corte R.R. – *DESENHO 53*

Comentário à ductilidade, capacidade de rotação e integridade estrutural

Começando por efectuar a verificação dos requisitos referentes à capacidade de rotação, tem-se:

$$h_p = 500 \leq d_w = 514$$

$$V_{Rd} = \text{Min} \{V_{Rd,i}; 1 \leq i \leq n\} = 805,52 \text{ kN (rotura em bloco do reforço)}$$

Logo, a verificação crítica não é definida pelo esmagamento dos parafusos, e assim, a capacidade de rotação disponível não é suficiente (ver Apêndice 14).

Prosseguindo para a verificação dos requisitos referentes à ductilidade, tem-se:

$$V_{Rd} = 805,52 \text{ kN} < \text{Min} \{V_{Rd,1}; V_{Rd,7}\} = 861,96 \text{ kN (rotura por esmagamento dos parafusos na alma da viga)}$$

$$F_{b,Rd,hor} = 80,58 \text{ kN (alma da viga) e } 90,42 \text{ kN (reforço)} < \text{Min} \{F_{v,Rd}; \beta \times V_{Rd,7}\} = 120,64 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 805,52 \text{ kN} \nlessgtr 861,96 \text{ kN}$$

Logo, a ductilidade não é garantida porque a última condição não se verifica (ver Apêndice 14).

Não obstante, existe uma alternativa aos requisitos anteriores, ou seja, também é possível analisar o comportamento através das disposições *standard*. Mas, mesmo assim, só alguns requisitos geométricos são respeitados, nomeadamente: o espaçamento definido pela junta; a distância dos parafusos de extremidade em relação à extremidade da chapa de ligação; a distância entre a extremidade da chapa e a superfície exterior do banzo da viga. Saliente-se que as disposições para garantir um comprimento efectivo igual ao comprimento real do troço são também verificadas.

Concluindo, as disposições geométricas não permitem assegurar uma capacidade de rotação acima da necessária, pois não está garantida uma distância igual a $2d_0$ entre os eixos dos parafusos e os bordos/extremidades das peças (todas as outras estão asseguradas). No entanto, está assegurada a dimensão estritamente necessária para uma rotação mínima, sem que isso afecte as resistências de

cutre e tracção da ligação, isto é, a distância de extremidade mínima que assegura a segurança do bordo (evita tensões de esmagamento), e igual a $e \approx 40 \text{ mm}$, coincide com o valor adoptado em projecto.

Considerando a força de amarração mínima normativa, 75 kN, então a ligação dá garantias de integridade estrutural, porque a resistência à tracção da ligação é igual a 771,42 kN, sendo caracterizada pela rotura da alma da viga por esmagamento.

Em relação ao posicionamento dos elementos recorrendo a cobre-juntas, a ligação está dimensionada para suportar uma força aplicada com intensidade mínima de $\frac{2,5}{100} N_{b,Rd} = 107,25 \text{ kN}$, em qualquer direcção perpendicular ao eixo do elemento.

Comentário ao critério de classificação de juntas

Pelo critério de classificação de juntas presente na Parte 1.8 do EC3, a ligação pode ser considerada como articulada, pois possui a capacidade de rotação estritamente necessária, e o seu momento resistente $M_{j,Rd}$ respeita a condição seguinte:

$$M_{j,Rd} \leq 0,25M_{b,Rd} = 241,45 \text{ kNm}$$

De facto, ao refazer-se as contas para a capacidade resistente do grupo de parafusos, mas considerando que apenas actua um momento flector na ligação (ou seja, sem haver transmissão de esforço transverso), verifica-se que a ligação entra em rotura pelos parafusos para $M_{j,Rd} \approx 86,86 \text{ kN}$ (rotura frágil).

Não obstante, saliente-se que o momento elástico resistente oferecido pelas duas cobre-juntas é $M_{el,cp,y} = 236,67 \text{ kNm}$, estando bastante próximo de $0,25M_{b,Rd}$.

4.12 Avaliação da resistência da ligação referente ao Pormenor 1 – DESENHO Nº52

Com base na configuração do *gousset* ilustrada na Figura 4.59 ir-se-á analisar se ele possui resistência suficiente para mobilizar a capacidade resistente mínima dos elementos/componentes constituintes da ligação.

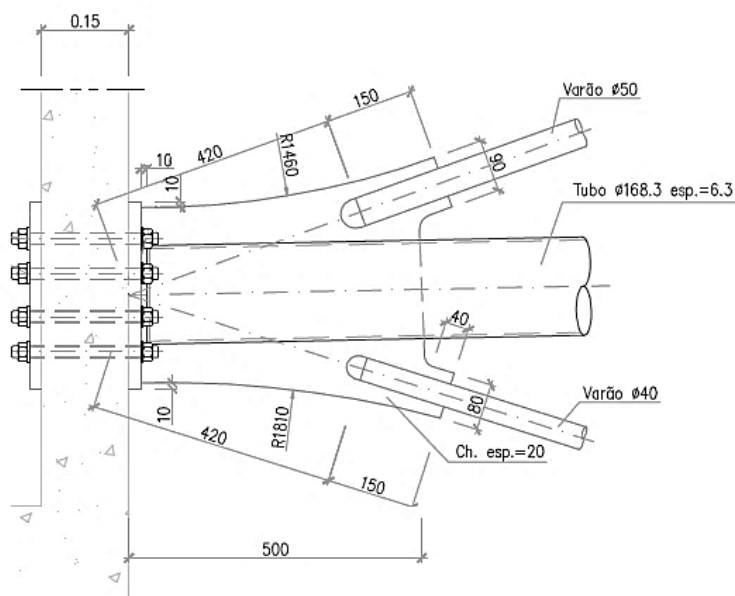


Figura 4.59 – Pormenor construtivo de uma ligação utilizando um *gousset* atravessando um tubo CHS (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 17 sobre ligações envolvendo chapas de *gousset*.

Avaliação da resistência da ligação e seus elementos

- Secção circular oca CHS 168,3x6,3 mm

O esforço axial plástico resistente do tubo CHS é dado por:

$$N_{c,Rd} = A_c \times f_y = 882,75 \text{ kN}$$

Relativamente ao modo de rotura do tubo CHS envolvendo o *gousset* atravessado, percebe-se que a rotura circunferencial é proeminente porque a condição seguinte é satisfeita:

$$\frac{L_w}{w} = \frac{L_w}{0,5 \times \pi \times d_0 - t_p} \geq 0,70$$

Logo, admitindo soldaduras em contorno arredondado com $L_{w,eff} \cong 300 \text{ mm}$, e uma área $A_n = \left(\frac{d_0^2}{4} - \frac{[d_0 - t_n]^2}{4} \right) \times \pi - 2 \times t_p \times t_0$, então a resistência última à tracção é dada por:

$$N_0 = 0,9 \times A_n \times f_{ui} \times \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{L_w}{w} \right)^{2,4} \right)^{5,7}} \right] \Rightarrow N_i = 1139,81 \text{ kN}$$

Ao determinar-se a resistência das soldaduras envolvendo o tubo CHS pelo método simplificado, considerando um cordão de soldadura com espessura $a = 5 \text{ mm}$, vem que:

$$f_{w,Rd} = \frac{f_y}{\beta_w \times \sqrt{3} \times \gamma_{M_2}} = 149,43 \text{ MPa}$$

$$F_{w,Rd} = f_{w,Rd} \times a \times L_{w,eff} = 896,59 \text{ kN}$$

Concluindo, ao analisar-se os resultados anteriores, a capacidade resistente do elemento em tracção está assegurada sem que ocorra rotura pelas paredes do tubo (devido ao corte) e também sem rotura nas soldaduras (o esforço é transferido a partir dos cordões de soldadura).

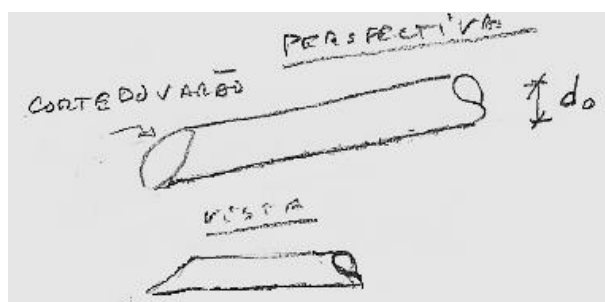


Figura 4.60 – Representação do corte do varão na extremidade

- Secções circulares maciças – varões

Como a secção transversal dos varões é compacta, as zonas comprimidas podem plastificar completamente, significando isto que a secção não é influenciada por fenómenos de encurvadura local, e portanto, a secção dos varões é de classe 1.

O esforço axial plástico resistente dos varões é dado por:

- Para varão de 40 mm é $N_{c,Rd} = A_c \times f_y = 437,10 \text{ kN}$
- Para varão 50 mm é $N_{c,Rd} = 682,95 \text{ kN}$

Efectuando a avaliação da capacidade das soldaduras pelo método simplificado temos $f_{w,Rd} = 182,19 \text{ MPa}$, e com isso, para varão de 40 mm obtém-se $F_{w,Rd} = 327,93 \text{ kN}$, e para varão de 50 mm $F_{w,Rd} = 437,5 \text{ kN}$ (soldaduras em contornos arredondados). No cálculo da resistência das soldaduras, considerou-se um comprimento de soldadura efectivo igual a 150 mm e uma espessura do cordão de soldadura igual a 6 e 8 mm, para os varões de 40 e 50 mm, respectivamente.

As soldaduras presentes no varão de 40 mm estão dimensionadas para 75% da resistência total desse varão, mas, de acordo com alguns autores (Jaspart, J.P. et al, 2009), para evitar a rotura prematura das soldaduras (a cedência ocorre na chapa) é proposto que as soldaduras estejam dimensionadas para 80%.

Em conclusão, a resistência de cedência da parte mais fraca da ligação é caracterizada pela resistência do varão de 40 mm.

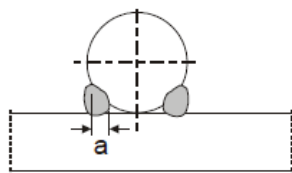


Figura 4.61 – Espessura efectiva do cordão de soldadura aplicado no contorno de um varão (NP EN 1993-1-8, 2010)

Verificação da resistência do gousset

- Resistência do gousset para rotura por cedência na secção bruta

De acordo com o desenho geométrico efectuado para o gousset, *Pormenor 1 – DESENHO Nº52*, podemos determinar a secção disponível para distribuição de tensões (usualmente definida por secção de Whitmore, se o ângulo entre o bordo do gousset e o eixo do elemento for 30°):

- Para o varão de 40 mm, como $\alpha_1 = \alpha_2 = 3,80^\circ$:

$$W_{Whitmore} = d_1 + 2 \times a + 2 \times L_{w,eff} \times \tan \alpha_1 = 100 \text{ mm}$$

- Para o varão de 50 mm, como $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,90^\circ$:

$$W_{Whitmore} = d_2 + 2 \times a + 2 \times L_{w,eff} \times \tan \alpha_1 = 100 \text{ mm}$$

Onde, $d_1 = 40 \text{ mm}$ e $d_2 = 50 \text{ mm}$ são os diâmetros dos varões; $L_{w,eff} = 150 \text{ mm}$ é o comprimento da ligação soldada do varão ao gousset; $a = 20 \text{ mm}$ é a distância da face do elemento até à extremidade do gousset, e a largura do gousset, $W_{Whitmore}$, deverá excluir a soldadura que envolve o varão.

A resistência nominal da secção do gousset (pelo método de Whitmore) devido à acção de esforço axial directo é então dada por (a base teórica consta no Apêndice 17):

$$R_{n,Whitmore} = A_{g,w} \times f_y = W_{Whitmore} \times t_p \times f_y = 669,84 \text{ kN}$$

Refira-se que o gousset é simétrico em relação ao eixo dos varões para permitir um uso efectivo do material e uma maior área para distribuição de tensões.

- Resistência do gousset para rotura por destacamento em bloco

A resistência nominal do gousset devido à rotura em bloco por corte é dado por:

$$R_{n,bs} = 0,6 \times f_y \times A_{vg} + f_u \times A_{nt} = 1031 \text{ kN}$$

Onde A_{vg} é a área bruta ao longo do plano resistindo a tensões de corte e A_{nt} é a área efectiva ao longo do plano resistindo a tensões de tracção.

Como o gousset tem ambas as extremidades curvas, isso poderá levar há ocorrência de uma rotura por destacamento incompleto. Apesar de só existirem estudos para ligações aparafusadas, na situação em que existem extremidades curvas, a área efectiva A_{nt} é incrementada com um factor adicional.

- Resistência do gousset para rotura por encurvadura nas áreas interiores

Como hipótese aceitável pode-se assumir que as forças aplicadas no gousset são distribuídas ao longo da largura do Whitmore.

Visto que existe possibilidade do gousset encurvar fora do plano, é necessário estabelecer um comprimento efectivo para determinar o coeficiente de redução.

Como medida para estabelecer o comprimento efectivo, a secção de Whitmore do gousset é dividida em faixas, cada uma com largura igual a uma unidade de medida (adequada), e cada faixa é considerada uma escora independente como secção rectangular (base teórica dada no Apêndice 17).

O comprimento da faixa localizada no eixo que passa pelo centro do elemento comprimido é sugerido como o comprimento de escora para todas as faixas. A inércia de uma escora é dada por (para cada faixa):

$$I_{escora} = \frac{L^3 \times t_p}{12} = 1,67 \text{ mm}^4$$

O valor crítico do esforço normal associado à encurvadura elástica por flexão é dado por (para cada escora):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{escora}}{L_{cr}} = 18,3 \text{ kN}$$

Alguns autores (Astaneh-Asl, 1998) sugerem que o comprimento efectivo de encurvadura do gousset deve ser $1,2L$ para levar em conta a possibilidade do elemento mover-se fora do plano, portanto $L_{cr} = 188,4 \text{ mm}$.

O valor do esforço normal resistente plástico é dado por (para cada escora):

$$N_{pl,Rd} = A_c \times f_y = 7,1 \text{ kN}$$

A esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é obtida por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_c \times f_y}{N_{cr}}} = 0,62$$

O factor adicional para determinar o coeficiente de redução:

$$\Phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,80$$

Em que, α é o factor de imperfeição para a curva c de encurvadura.

O coeficiente de redução para a encurvadura lateral é:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,77 \leq 1,0$$

O valor da resistência à encurvadura de uma escora comprimida é dado por (para cada escora):

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_c \times f_y = 5,48 \text{ kN}$$

O valor do esforço normal actuante é dado por:

- Para o varão de 40 mm, $N_{Ed} = \frac{N_{c,Rd}}{W_{Whitmore}} = 4,63 \text{ kN}$ (por escora)
- Para o varão de 50 mm, $N_{Ed} = 7,24 \text{ kN}$ (por escora)

Os requisitos de dimensionamento do *gousset* são verificados (relativamente à encurvadura nas áreas interiores) pois, a resistência à encurvadura da escora comprimida é superior à resistência do elemento mais fraco da ligação (varão de 40 mm). Adicionalmente, a resistência à encurvadura da escora comprimida é igual a cerca de 75% da resistência do varão de 50 mm.

- Resistência do *gousset* para rotura por encurvadura no bordo livre

Quando um elemento comprimido está ligado a um *gousset*, a extremidade livre do *gousset* pode encurvar sob tensões de compressão. Para evitar a encurvadura do bordo sob cargas monotónicas antes de cedência do *gousset* (capacidade máxima de compressão):

$$\frac{L_{fp}}{t_p} \leq 24,8\epsilon \Rightarrow 25,85 \leq 20,18$$

Quando esta condição não é respeitada, numa extremidade livre, quer na vertical ou na horizontal, é necessário adicionar reforços no *gousset*. Porém, alguns autores (Cochran & Honeck, 2004) afirmam que o elemento pode ser considerado como enrijecedor no bordo livre do *gousset*, excepto quando a distância perpendicular desde a superfície do elemento até ao bordo livre do *gousset* excede a distância determinada para elementos compactos:

$$\frac{b_p}{t_p} \leq 9,12\epsilon \Rightarrow b_p \leq 148,43 \text{ mm}$$

O comprimento do bordo livre do *gousset* com rigidez conferida pelo elemento é dado por:

$$L_s = \frac{b_p - a}{\sin 30^\circ} = 256,86 \text{ mm}$$

Onde, $a = 20 \text{ mm}$ é a distância da face do elemento até à extremidade do *gousset* e o ângulo de 30° corresponde ao ângulo de distribuição assumido pela trajectória das tensões dentro do *gousset*.

Portanto, considerando o comprimento com rigidez suficiente devido ao elemento virá:

$$\frac{L_{fp} - L_s}{t_p} \leq 24,8\epsilon \Rightarrow 13,01 \leq 20,18$$

Pelo que, não é necessário aumentar a espessura do *gousset* ou, dispor de reforços na zona do comprimento livre.

Em todos os elementos presentes da ligação está garantido um afastamento mínimo de $a = 20 \text{ mm}$, desde a superfície do elemento até à extremidade inclinada. No caso dos varões este afastamento

mínimo providencia uma resistência adicional na rotura por destacamento em bloco, e nos tubos CHS facilita a montagem (são admissíveis pequenas variações no alinhamento das ranhuras).

- Resistência do gousset para rotura por cedência nas secções críticas sob combinação de esforços

As secções críticas dos *gousset* podem atingir a cedência sob a combinação de esforço axial, esforço transversal e momento flector. Como forma de avaliar se a tensão proveniente de combinação de esforços não excede a tensão de cedência do material, o método das secções ou, uma análise recorrendo ao método de elementos finitos podem ser utilizados.

Quando os *gousset* têm geometria irregular devem ser tomadas as secções paralelas aos elementos (potencialmente críticas), e para o cálculo da tensão máxima nessas zonas críticas pode-se aplicar o método da teoria de vigas.

O método de viga elástica para análise dos *gousset* é o modelo de equilíbrio mais simples e comum para dimensionamento de ligações deste tipo. Neste método se o ponto de referência coincide com todos os eixos de gravidade dos elementos, então o equilíbrio é conseguido sem que sejam introduzidos momentos na ligação.

○ Secção paralela ao tubo CHS

O ângulo de inclinação do varão de 40 mm com uma linha horizontal que passa no ponto de referência é $\theta = 19^\circ$. A força actuante é igual ao esforço axial plástico resistente do varão, portanto, $P = 437,10 \text{ kN}$.

A força de corte aplicada nesta secção é igual à componente horizontal da força actuante, e como a linha de acção desta força não coincide com a linha horizontal que passa no ponto de referência, então, há que levar em conta o momento produzido, (Thornton, 1992). Deste modo, as forças devido ao varão de 40 mm sobre esta secção são:

$$H_b = P \times \cos \theta = 413,28 \text{ kN} ; M_b = H_b \times l_b = 34,78 \text{ kNm}$$

As características geométricas dessa secção são definidas por:

$$I = \frac{L^3 \times t_p}{12} = 16222 \text{ cm}^4 ; W_{el} = \frac{I}{L/2} = 705 \text{ cm}^3 ; A = L \times t_p = 92 \text{ cm}^2$$

Adicionalmente, para que a rotura no *gousset* por destacamento em bloco não seja proeminente é necessário que o *gousset* esteja preparado para absorver as tensões por corte resultantes do desenvolvimento da capacidade de tracção do tubo CHS.

A tensão normal máxima produzida nessa secção é igual a:

$$\sigma_{max} = \frac{M_b}{W_{el}} + \frac{N_b}{A} = 97,27 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Em que, N_b é metade do esforço axial plástico resistente do tubo CHS.

A tensão tangencial máxima produzida nessa secção é igual a (admitindo tensões tangenciais uniformes):

$$\tau_{max} = \frac{V}{A} = 44,92 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}} \text{ MPa}$$

As tensões ao longo desta secção não precisam ser combinadas porque os máximos estão descontraídos, e portanto, só há que garantir que: $\tau_{max} \leq \tau_{yd}$ e $\sigma_{max} \leq f_y$.

Seguindo o mesmo procedimento para a secção paralela ao tubo CHS no lado do varão de 50 mm, as tensões obtidas serão: $\sigma_{max} = 125,02 \text{ MPa}$ e $\tau_{max} = 70,19 \text{ MPa}$.

○ Secção paralela à viga-parede de betão

O ângulo de inclinação do varão de 40 mm com uma linha vertical que passe no ponto de referência é $\theta' = 71^\circ$. A força actuante é igual ao esforço axial plástico resistente do varão, portanto, $P = 437,20 \text{ kN}$.

A força de corte aplicada nesta secção é igual à componente vertical da força actuante, e não há necessidade de contemplar excentricidade, porque a linha de acção desta força coincide com a linha vertical que passa no ponto de referência, (Thornton, 1992).

Deste modo, a força devido ao varão de 40 mm sobre esta secção é:

$$V_c = P \times \cos(\theta') = 142,30 \text{ kN} ; M_c = 0 \text{ kNm}$$

As características geométricas desta secção são definidas por:

$$I = 562,5 \text{ cm}^4 ; W_{el} = 75 \text{ cm}^3 ; A = 30 \text{ cm}^2$$

Portanto, a tensão tangencial máxima produzida nessa secção é igual a (admitindo tensões tangenciais uniformes):

$$\tau_{max} = \frac{V_c}{A} = 47,47 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}} \text{ MPa}$$

Seguindo o mesmo procedimento para a secção paralela à viga-parede de betão, no lado do varão de 50 mm a tensão tangencial obtida é $\tau_{max} = 74,12 \text{ MPa}$.

• Comentários adicionais às disposições construtivas

De acordo com as recomendações para o traçado do *gousset*, a transição desde a extremidade inclinada (zonas das cordas comprimidas e traccionadas) até à extremidade vertical plana (zona do tubo CHS) é feita sem cortes afiados.

Como o comprimento efectivo de encurvadura das cordas no plano do *gousset* (cordas bi-apoiadas) é superior ao seu homólogo fora do plano (cordas em “fundação elástica”) – ver Apêndice 6 e sub-capítulo 4.4 – crê-se que o projectista decidiu não dotar o *gousset* com capacidade de rotação fora do plano (esta razão é apontada porque, segundo o pormenor construtivo, não está prevista uma distância $2t$ entre a extremidade do elemento e o primeiro canto reentrante do *gousset*), ver Apêndice 17.

Para garantir que a ligação com *gousset* apresente ductilidade, a localização do ponto de intersecção dos eixos centroidais dos elementos corresponde a um ponto próximo da soldadura de extremidade (para evitar a fractura em tracção ou encurvadura em compressão). Adicionalmente, como forma de reduzir as tensões secundárias, as soldaduras que ligam os elementos ao *gousset* estão dispostas simetricamente segundo o eixo centroidal dos elementos.

As tensões secundárias (provenientes da rigidez do *gousset* ou excentricidade em relação ao ponto de referência da ligação) não foram consideradas no dimensionamento, porque foram tomadas disposições construtivas para reduzir essas tensões, e também porque, os varões possuem uma largura inferior a um décimo do seu comprimento.

4.13 Análise da ligação (contraventamento à viga-parede de betão armado) referente ao Pormenor 1 - DESENHO N°52

A ligação em estudo está ilustrada na Figura 4.62 e concretiza a entrega do tubo CHS 168,3x6,3 mm à viga-parede de betão armado, na sua execução estão previstos parafusos roscados. Refira-se que o

tubo CHS 168,3x6,3 *mm* exerce funções de elemento central da treliça *Vierendeel* e simultaneamente de contraventamento à estrutura, pelo que a ligação pode ser traccionada ou comprimida devido aos esforços que actuam no elemento metálico. Além disso, pelo facto de existirem chapas de extremidade em ambos os lados da peça de betão, e porque os parafusos roscados não providenciam aderência entre o aço e o betão, sucede que ocorrerão sempre compressões na peça de betão independentemente do esforço instalado.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 18 sobre ligações de peças metálicas ao betão por meio de parafusos atravessantes.

Em seguida, ir-se-á averiguar se a ligação possui resistência suficiente para mobilizar a capacidade resistente do elemento metálico no estado limite último de tracção e compressão (condição necessária para uma ligação rígida de contraventamento).

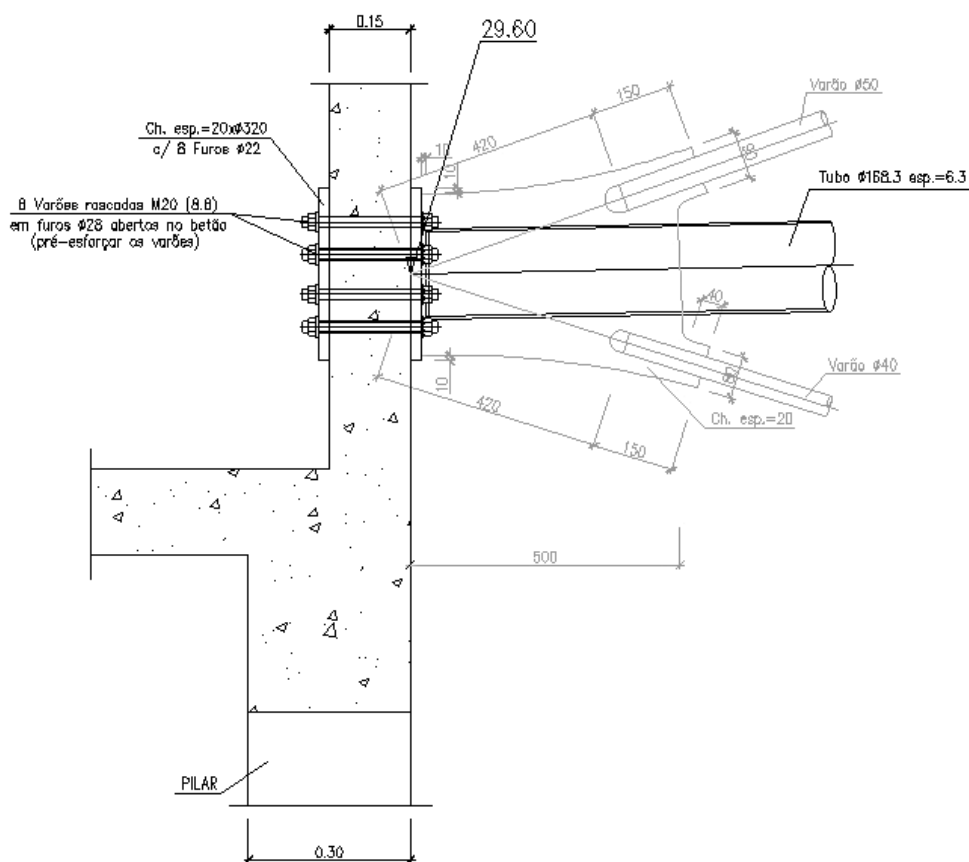


Figura 4.62 – Pormenor construtivo de uma ligação utilizando parafusos roscados atravessando uma viga-parede de betão armado, (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Capacidade resistente da ligação à tracção

Para uma solicitação de tracção na ligação, as verificações a efectuar são as seguintes:

- Rotura pelo aço

A resistência à tracção de um parafuso isolado é dada por (segundo a Parte 1.8 do EC3):

$$F_{T,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = 180,95 \text{ kN}$$

A resistência ao punçoamento do chumbadouro é dada por (segundo a Parte 1.8 do EC3):

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_2}} = 259,37 \text{ kN}$$

- Esmagamento do betão

Considerando que a largura de apoio conferida pela chapa de extremidade envolta do parafuso é ligeiramente superior ao diâmetro da anilha, pois a chapa de extremidade redistribui as tensões, então ir-se-á admitir que a largura de apoio adicional, c , é determinada do modo seguinte:

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}}} = 48,65 \text{ mm} > p_2 = \frac{67,5}{2} \text{ mm}$$

Em que, p_2 é o espaçamento angular entre parafusos, e os restantes parâmetros são indicados a seguir:

- Como existem mais parafusos na chapa de extremidade e as áreas de distribuição não se podem sobrepor decidiu-se tomar $k_j = 1,0$ (está do lado da segurança);
- Devido ao facto dos parafusos serem pré-esforçados, como simplificação, admitiu-se que não existe desencosto das superfícies, o que equivale a adoptar $\beta_j = 1,0$ (não está do lado da segurança);
- A tensão resistente da junta à compressão localizada adoptada foi $f_{jd} \approx f_{cd}$, porque geralmente o efeito do factor de concentração (k_j) anula o efeito penalizante (β_j), sendo este último necessário quando não há incorporação da chapa de extremidade no betão.

A resistência à compressão localizada oferecida a um parafuso é definida por:

$$F_{c,Rd} = f_{j,d} \times A_{eff} = 71,57 \text{ kN}$$

Onde, $A_{eff} = \frac{\pi \times p_2^2}{4}$ é a área total efectiva de apoio de cada parafuso.

Concluindo, a resistência da ligação a um esforço de tracção é dada por:

$$N_{T,Rd} = n_b \times F_{c,Rd} = 572,55 \text{ kN} > N_{b,Rd} = 123,59 \text{ kN}$$

Onde, $n_b = 8$ é o número de parafusos e $N_{b,Rd}$ é a resistência à encurvadura do tubo CHS quando comprimido (já calculada anteriormente).

Não obstante, é importante destacar que alguns autores (ENV 1993-1-1, 1992; Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005) prescrevem que se utilize um factor de segurança igual a $\beta_j = 0,6$, para levar em conta a eventualidade de não ocorrência de perfeitas condição de contacto.

Capacidade resistente da ligação à compressão

Para uma solicitação de compressão na ligação, a verificação a efectuar é a seguinte:

- Esmagamento do betão

Tal como anteriormente, a tensão resistente da junta à compressão localizada é $f_{jd} \approx f_{cd}$, porém desta vez está-se seguramente do lado da segurança, porque despreza-se o efeito favorável do factor de concentração, k_j , que é superior ao efeito negativo do factor de segurança, β_j , associado à não ocorrência de contacto perfeito.

Assim, a largura de apoio adicional à dimensão do tubo metálico é determinada por:

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}}} = 48,65 \text{ mm}$$

A resistência à compressão localizada da parede de betão é dada por (Owens & Davison, 2003):

$$N_{c,Rd} = f_{j,d} \times A_{eff}$$

Em que para tubos circulares fechados a área efectiva sob compressão uniforme (área de apoio) é dada por:

$$A_{eff} = \begin{cases} (2 \times c + t) \times (d - t) \times \pi, & c \leq d/2 \\ (d + 2 \times c)^2 \times \frac{\pi}{4}, & c > d/2 \end{cases}$$

Concluindo,

$$N_{c,Rd} = 1054,52 \text{ kN} > N_{pl,Rd} = 882,72$$

Onde, $N_{pl,Rd}$ é o esforço axial de tracção plástica do tubo CHS (já calculada anteriormente).

Comentários ao comportamento do Pormenor 1 - DESENHO N°52

Como a ligação possui uma resistência superior à do tubo CHS 168,3x6,3 mm, quer ele esteja solicitado à compressão ou à tracção, pode-se concluir que a ligação permite o pleno funcionamento desse elemento enquanto contraventamento (Owens & Davison, 2003).

4.14 Análise da ligação (suporte do caixote – viga de bordo) referente ao Corte M.M – DESENHO N°53

Para avaliação da resistência da ligação indicada na Figura 4.63, considerou-se o período de utilização da estrutura e os esforços referentes aos estados limites últimos, os quais foram obtidos através de uma análise global elástica da estrutura (incluem-se os efeitos de segunda ordem e imperfeições globais da estrutura, caso sejam relevantes).

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas nos Apêndices 19, 20, 22 e 21, mais explicitamente, sobre chapas de extremidades em elementos tubulares, esquadros de reforço e suas ligações às paredes do tubo, e ainda, reforços transversais parciais.

É ainda importante indicar que o detalhe do Corte M.M - DESENHO N°53 corresponde à ligação entre um tubo de suporte da conduta AVAC e o elemento central de uma viga *Vierendeel*, e está também representado no CORTE TRANSVERSAL X1.X1 e X2.X2 – DESENHO N°51. Também nesse pormenor construtivo estão presentes reforços transversais parciais cuja função é para impedir a ocorrência de flexão local do banzo.

Esforços actuantes na secção da junta

Os esforços actuantes mais desfavoráveis na junta são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento, no entanto, dependendo da direcção do vento.

Ao considerar-se a combinação 4 (acção do vento sobre a menor dimensão) os esforços são os seguintes:

$$N_{Ed} = -4,04 \text{ kN}; V_{z,Ed} = 14,24 \text{ kN}; V_{y,Ed} = -0,5 \text{ kN}; M_{z,Ed} = -1,08 \text{ kN}; M_{y,Ed} = 15,52 \text{ kN}$$

Atendendo a combinação 5 (acção do vento sobre a maior dimensão) os esforços são os seguintes:

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}; V_{z,Ed} = 17,79 \text{ kN}; V_{y,Ed} = 0 \text{ kN}; M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}; M_{y,Ed} = -14,74 \text{ kN}$$

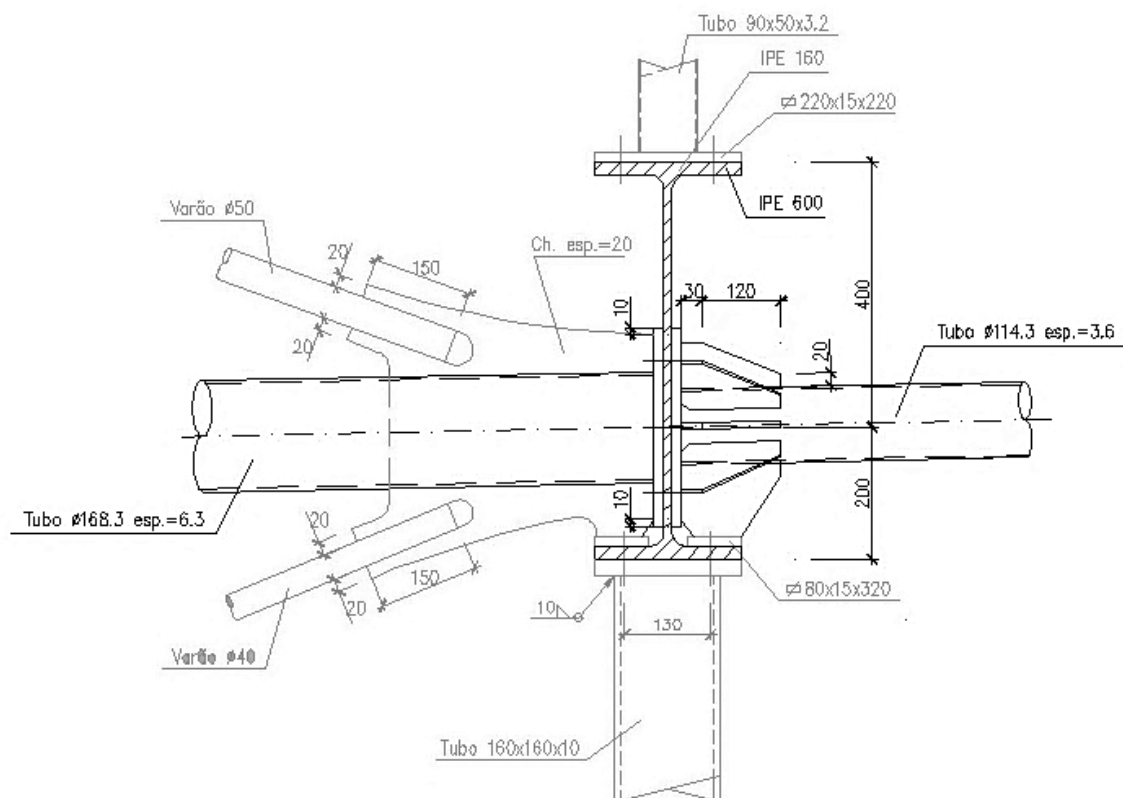


Figura 4.63 – Pormenor construtivo da ligação do suporte do caixote à viga de bordo: ligação aparafusada enrijecida pelo recurso a esquadros de reforço soldados na chapa de fixação (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Verificação da classe das secções

Para a caracterização geométrica dos elementos constituintes da ligação utilizou-se uma tabela de perfis do tipo CHS, e na verificação das classes das secções admitiu-se como hipótese conservativa que os elementos estão submetidos apenas a compressão pura (situação mais desfavorável).

No caso do tubo circular fechado mais pequeno, as principais características da secção são:

$d = 114,3 \text{ mm}$	$A = 12,5 \text{ cm}^2$	$W_{el} = 33,6 \text{ cm}^3$
$t = 3,6 \text{ mm}$	$I = 192 \text{ cm}^4$	$W_{pl} = 40,1 \text{ cm}^3$
	$i = 3,92 \text{ cm}^4$	$I_t = 384 \text{ cm}^4$

Com base nas propriedades geométricas, efectua-se a classificação da secção, conforme o EC3, através da seguinte condição:

$$\frac{d}{t} = 31,75 \leq 42,32 = 50\epsilon^2$$

Logo, a secção CHS 114,3x3,6 mm é de classe 1.

No caso do tubo circular fechado maior, as principais características da secção são:

$d = 168,3 \text{ mm}$	$A = 32,1 \text{ cm}^2$	$W_{el} = 125 \text{ cm}^3$
$t = 6,3 \text{ mm}$	$I = 1053 \text{ cm}^4$	$W_{pl} = 165 \text{ cm}^3$
	$i = 5,73 \text{ cm}^4$	$I_t = 2107 \text{ cm}^4$

Para a verificação da classe da secção, segundo o EC3, utiliza-se a seguinte condição:

$$\frac{d}{t} = 26,71 \leq 42,32 = 50\varepsilon^2$$

Logo, a secção CHS 168,3x6,3 mm é de classe 1.

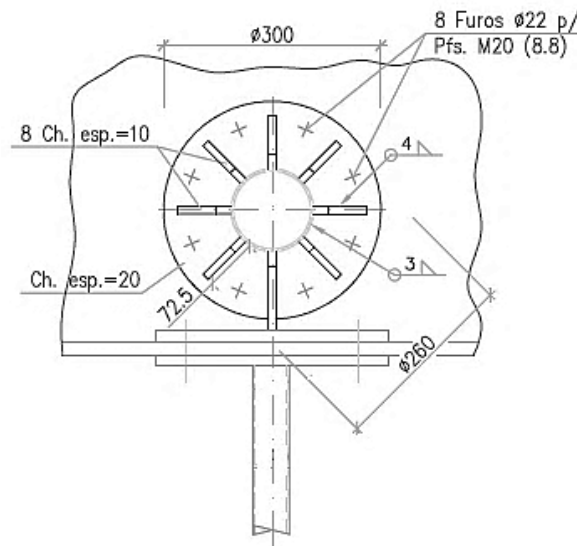


Figura 4.64 – Vista frontal da ligação entre o suporte do caixote e a alma da viga: disposição dos parafusos e dos esquadros de reforço (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Verificação da capacidade resistente da chapa de extremidade

Concepção de ligação rígida com resistência parcial

Com base nas acções provenientes das combinações anteriormente indicadas (e pela base teórica indicada no Apêndice 19), procede-se à determinação do esforço axial efectivo associado a cada uma das combinações (utilizando as propriedades geométricas da secção CHS 168,3x6,3 mm):

$$N'_{Ed,4} = -305,96 \text{ kN} \text{ e } N'_{Ed,5} = -286,76 \text{ kN}$$

De acordo com os dados do projecto sabe-se que os parafusos têm diâmetro M20 e classe 8.8, e que para o tubo CHS 168,3x6,3 mm se usam as distâncias $e_1 = 30\text{ mm}$ e $e_2 = 35,85\text{ mm}$ (distâncias no lado do tubo maior). Tendo em conta essas características da ligação efectua-se o cálculo dos parâmetros seguintes:

$$r_1 = 144,15\text{ mm} ; r_2 = 144,15\text{ mm} ; r_3 = 81\text{ mm} ; k_1 = 0,343 ; k_3 = 2,343 ; f_3 = 6,37$$

Em seguida, determinam-se a espessura necessária para a chapa de extremidade e o número mínimo de parafusos, conforme os critérios estabelecidos para um detalhe standard (ver Figura 1 do Apêndice 19):

$$t_p \geq 11\text{ mm} ; n_b \geq 4$$

Tendo em conta os valores obtidos, acrescenta-se que está verificada a distância mínima recomendada dos parafusos à extremidade, ou seja:

$$\frac{\pi(d_c + 2e_1)}{n_b} \geq 3d \Rightarrow 89,65 \geq 60$$

Concluindo, como a chapa de extremidade possui uma espessura superior e maior número de parafusos, então a segurança está verificada.

Concepção de ligação rígida com resistência total

Seguindo a mesma via, mas admitindo a situação de esforço axial máximo do tubo CHS, o qual é dado por $N_{c,Rd} = A_c \times f_y = 882,75 \text{ kN}$, os resultados obtidos seriam $t_p \geq 17 \text{ mm}$ e $n_b \geq 8$ parafusos.

Conquanto ao assumir-se que a rigidez da ligação só depende da espessura da chapa (isto é, ignorando a presença dos reforços), então para que a ligação seja rígida dever-se-á respeitar a condição:

$$t_p \geq \sqrt{k \times \frac{n_b \times F_{t,Rd}}{f_{up}}} \approx 22 \text{ mm}$$

Onde, $k \approx 0,22$ é um coeficiente que expressa a influência da distribuição de tensões na chapa de extremidade, determinado a partir da Figura 3 do Apêndice 19 para uma relação entre a localização do furo e o diâmetro exterior do tubo CHS igual a $D'/D \approx 1,35$.

Uma outra opinião consta em (SCI/BCSA Connections Group, 1997), e recomenda que a espessura da chapa seja igual ao diâmetro do parafuso para se conceber uma ligação eficiente e resistente, ou seja:

$$t_p \cong 20 \text{ mm}$$

Concluindo, como a chapa de extremidade possui um número de parafusos e uma espessura de chapa iguais ou superiores aos exigidos pelo detalhe *standard* (ver Figura 1 do Apêndice 19), pode-se antecipar que a equipa projectista pretendia uma ligação rígida com resistência total.

Chapa de extremidade sujeita à flexão

Para determinar aproximadamente a resistência à flexão da chapa de extremidade considera-se a hipótese (do lado da segurança) mostrada na Figura 4.65.

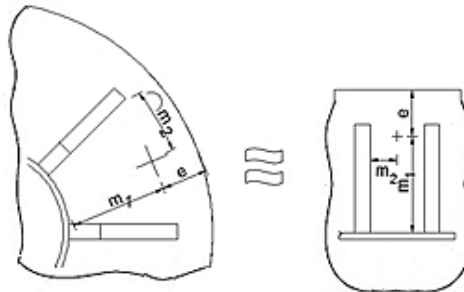


Figura 4.65 – Chapa de extremidade circular normalizada por uma chapa de extremidade rectangular

O comprimento efectivo de rotura numa chapa de extremidade rectangular (equivalente) à flexão, devido à formação de linhas de cedência influenciadas pela proximidade de extremidades e presença de reforços (ver Figura 4.66), pode ser determinado por (para um parafuso isolado):

$$l_{eff} = \frac{2 \times \alpha \times m_1 - (4 \times m_1 + 1,25 \times e)}{2}$$

Com,

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{m_1}{m_1 + e} = 0,68 \\ \lambda_2 &= \frac{m_2}{m_1 + e} = 0,43 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha \cong 5,0$$

Portanto,

$$l_{eff} = 170,01 \text{ mm}$$

Admitindo que não ocorrem deformações plásticas na placa de extremidade, então o momento resistente será tomado em regime elástico:

$$M_{el,Rd} = \frac{l_{eff} \times t_p^2 \times f_{yp}}{6 \times \gamma_{M_0}} = 4,02 \text{ kNm}$$

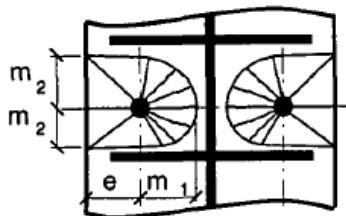


Figura 4.66 – Linha de parafusos adjacente a dois reforços, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

Verificação da capacidade resistente dos esquadros de reforço

Dimensões dos reforços adoptadas em projecto

Com base nos *DESENHOS* de projecto (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008) sabe-se que as dimensões adoptadas para os esquadros de reforços foram (ver Figura 4.63 Figura 4.64): uma largura de $b_r = 72,85 \text{ mm}$, um comprimento de $L_r = 150 \text{ mm}$ e uma espessura de $t_r = 10 \text{ mm}$.

- Verificação da classe de secção

Para dispensar a verificação à encurvadura local, é necessário que a geometria do reforço satisfaça:

$$\frac{b_r}{t_r} = 7,25 \leq 13,53 = 16,7\epsilon$$

Como a condição é verificada, então a secção é pelo menos de classe 3.

Dimensões mínimas dos reforços

De acordo com as considerações referidas anteriormente, ir-se-á averiguar se a dimensões dos reforços satisfazem as dimensões mínimas.

A espessura dos reforços deverá pelo menos ser igual à espessura do tubo CHS, $t_r \geq 6,8 \text{ mm}$, logo esta condição está satisfeita.

A largura mínima dos reforços para que exista um comportamento eficiente dos parafusos é dada por $b_r \geq a_2 = 62,85 \text{ mm}$ (refira-se que ao adoptar esta largura mínima seria necessária uma espessura de $t_r \geq 4,61 \text{ mm}$ para que a secção do reforço fosse pelo menos de classe 3).

A largura necessária dos reforços para que os parafusos não sejam afectados pelo efeito de alavanca é dada por $b_r \geq a_2 + 1,5d_0 = 106,85 \text{ mm}$ (refira-se que ao adoptar esta largura mínima seria necessária uma espessura de $t_r \geq 7,84 \text{ mm}$ para se ter uma secção no mínimo de classe 3).

Efectuando uma comparação entre as larguras mínimas indicadas e a largura de reforço adoptada em projecto, verifica-se que esta última está ligeiramente superior à requerida para assegurar um comportamento eficiente nos parafusos, ou seja:

$$62,85 \text{ mm} \leq b_r \leq 106,85 \text{ mm}$$

Em que, o valor minorante corresponde ao caso de parafusos com comportamento eficiente e o valor majorante ao caso de parafusos não afectados pelo efeito de alavanca.

O comprimento necessário no reforço para que a ligação possua rigidez suficiente é $L_r \geq 213,7 \text{ mm}$, outrossim, para garantir um comportamento eficiente nos parafusos necessita-se ter $L_r \geq 125,7 \text{ mm}$.

Efectuando uma comparação entre os comprimentos mínimos indicados e o comprimento de reforço adoptado em projecto, verifica-se que este último está concernente à largura adoptada, ou seja:

$$125,7 \text{ mm} \leq L_r \leq 213,7 \text{ mm}$$

Em que, o valor minorante corresponde ao caso de parafusos com comportamento eficiente e o valor majorante ao caso de ligação com rigidez suficiente.

Conclusão, todas as condições indicadas estão satisfeitas, incluindo a dispensa à verificação de encurvadura local (secção de classe 3).

Forças actuantes nos esquadros de reforço

- Pressões de apoio da chapa

Considerando que a força de compressão actuante é igual ao esforço axial máximo do tubo CHS 168,3x6,3 mm (ligação rígida com resistência total), e que é distribuída de modo igual por todos os reforços, então:

$$N_{c,Ed} = A_c \times f_y = 882,75 \text{ kN}$$

De onde se obtém uma força actuante em cada reforço igual a $F_{c,Ed} = 110,34 \text{ kN}$.

Com base nesta acção e nas características da chapa, a largura de apoio efectiva é dada por (ver Apêndice 20):

$$s = \frac{F_{c,r,Ed}}{0,75 \times t_r \times f_{y,0}} - t_{cp} = 66,68 \text{ mm}$$

Em seguida, calcula-se a excentricidade da carga de compressão:

$$e_s = b_r - \frac{s}{2} = 39,51 \text{ mm}$$

Assim, o momento de excentricidade produzido é então:

$$M_{c,r,Ed} = F_{c,r,Ed} \times e_s = 4,36 \text{ kNm}$$

- Tracção dos parafusos

De acordo com o EC3 na Parte 1-8, a capacidade resistente de um parafuso é dada por:

$$F_{t,Rd} = 180,95 \text{ kN} \text{ e } B_{p,Rd} = 295,56 \text{ kN}$$

Onde, $F_{t,Rd}$ é a resistência à tracção de um parafuso isolado e $B_{p,Rd}$ é a resistência ao punçoamento do parafuso, ambas calculadas considerando um parafuso M20 de classe 8.8 e uma chapa de aço S355 com uma espessura de $t_p = 20 \text{ mm}$.

Assumindo a mobilização total da resistência dos parafusos aplicados na ligação, a força de tracção actuante num reforço devido à acção de parafusos adjacentes é dada por (ver Apêndice 20):

$$F_{t,r,Ed} = \text{Max} \left\{ \frac{F_{t,Rd}}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)} ; 0,625 F_{t,Rd} \right\} = 113,09 \text{ kN}$$

Onde, $a_2 = 62,85 \text{ mm}$ é a distância entre o eixo do furo e a parede do tubo e $a_1 = 40 \text{ mm}$ é a distância entre o eixo do furo e a face do reforço (ambas as distâncias para o tubo CHS 114,3x3,6 mm).

Com base nesse valor, calcula-se o momento de excentricidade produzido pelo parafuso:

$$M_{t,r,Ed} = F_{t,r,Ed} \times a_2 = 7,11 \text{ kNm}$$

Para finalizar, ao levar-se em conta apenas os esforços máximos, a espessura necessária no reforço para que as tensões sejam admissíveis é igual a:

$$t_r \geq \frac{\text{Max} \left\{ \frac{M_{max}}{L_r}; 1,5 \times \sqrt{3} \times V_{max}; \sqrt{\frac{L_r^2 \times V_{max}^2 + (1,5 \times \sqrt{3} \times M_{max})^2}{b_r}} \right\}}{f_y \times L_r} = 5,38 \text{ mm}$$

Onde, $M_{max} = 7,11 \text{ kNm}$ e $V_{max} = 113,09 \text{ kN}$ são os esforços máximos actuantes no reforço, e que por acaso correspondem à situação de tracção dos parafusos.

Verificação da capacidade resistente das paredes do tubo (circular fechado)

Verificação da resistência da face da corda ao punçoamento

Para a verificação da resistência das paredes do tubo circular ao punçoamento devido à acção de um *gousset* longitudinal (segundo a Parte 1.8 do EC3), primeiro calcula-se a tensão actuante de compressão, através da soma linear das relações esforço/propriedade resistente correspondentes a cada esforço actuante (expressão de interacção conservativa):

$$\sigma_{Ed} = \left(\frac{N_{Ed}}{A_1} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,1}} \right) = 58,33 \text{ MPa}$$

Onde, $A_1 \approx 10 \text{ cm}^2$ é a área da secção do esforço e $W_{el,1} \approx 75 \text{ cm}^3$ é o módulo de flexão elástico do reforço.

Seguidamente deve-se garantir que a tensão de compressão dessa zona crítica do tubo não excede a resistência à compressão localizada indicada pela expressão seguinte:

$$\sigma_{max,Rd} = 2 \times \frac{t_0}{t_1} \times \frac{f_{yo}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 114,32 \text{ MPa}$$

Concluindo, está verificada a resistência das paredes do tubo à rotura por punçoamento.

De acordo com o EC3 sempre que a largura do *gousset* satisfaça a condição $t_1 = b_1 \leq d_0 - 2t_0$ o efeito de punçoamento é necessário verificar (carga concentrada em área pequena), todavia, nos casos em que a geometria da ligação está incluída no domínio de valores $\beta = b_1/d_0 \leq 0,2$, por vezes, só é necessário considerar a rotura da face do tubo (elevada flexibilidade da ligação).

Verificação da resistência da face da corda à cedência

Quando a ligação está traccionada (parafusos solicitados à tracção) os reforços ocasionam esforços de tracção e corte nas paredes do tubo (situação menos gravosa à segurança das paredes do tubo CHS), ver Figura 4.63.

Mantendo o pressuposto do projectista pretender uma ligação rígida e com resistência total, e tendo em conta que o tubo CHS 114,3x3,6 mm sem auxílio de reforços não tem capacidade resistente para resistir aos esforços actuantes máximos possíveis de absorver pelo tubo CHS 168,3x6,3 mm, ir-se-á

considerar que o tubo mais pequeno está em cedência qualquer que seja a acção (compressão ou tracção), ou seja, assume-se que a relação entre as tensões actuante e resistente no tubo CHS 114,3x3,6 mm é igual a $n_p = 1$.

Com base nas indicações anteriores, resulta que o coeficiente redutor de resistência das paredes do tubo menor é igual a $k_p = 1,0$ na situação de tracção da ligação e $k_p = 0,4$ na situação de compressão de ligação. Como tal, é evidente que para as paredes do tubo a situação mais desfavorável corresponde à ligação em compressão.

Com base nos parâmetros indicados, a resistência possível de ser mobilizada na situação de compressão (na ligação) sem que ocorra rotura no tubo é:

$$N_{1,Rd} = \frac{5k_p \times f_{y0} \times t_0^2 \times (1 + 0,25\eta)}{\gamma_{M_5}} = 9,47 \text{ kN} \quad ; \quad M_{ip,1,Rd} = h_1 \times N_{1,Rd} = 1,42 \text{ kN}$$

Onde, $\eta = \frac{h_1}{d_0} = 1,31$ é a relação entre o comprimento do *gousset* longitudinal e o diâmetro da corda.

Relativamente às acções actuantes nas paredes do tubo, quando a ligação está em compressão (os reforços provocam compressões nas paredes do tubo) resulta (ver Apêndice 20):

$$N_{Ed} = T_{c,r,Ed} = 29,07 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = M_{c,r,Ed} = 4,36 \text{ kNm}$$

Em que, M_{Ed} é o momento de excentricidade devido à acção das pressões de apoio da chapa de extremidade e N_{Ed} é a força actuante necessária para equilibrar esse momento (resultante das tensões do reforço na secção paralela à parede do tubo), obtida através da seguinte expressão:

$$T_{c,r,Ed} = \frac{M_{c,r,Ed}}{L_r} = 29,07 \text{ kN}$$

Concluindo, visto que os esforços actuantes (referentes ao esforço axial máximo do tubo CHS 168,3x6,3 mm) são superiores à capacidade resistente possível de transmitir pelos reforços sem que ocorra rotura na face do tubo CHS 114,3x3,6 mm, então é possível afirmar que não está verificada a segurança.

Recomendações para as características geométricas dos reforços

Em virtude da chapa de extremidade possuir espessura suficiente para que não ocorram praticamente efeitos nefastos devidos às pressões de apoio sobre os reforços, assume-se que a resistência da ligação é totalmente dependente da resistência das paredes do tubo CHS 114,3x3,6 mm.

Deste modo, efectuando os cálculos de forma inversa, ou seja, obtendo a força actuante a partir da resistência oferecida, vem que $F_{c,r,Ed} = 35,5 \text{ kN}$. Com base nesse valor, obtém-se a resistência total oferecida pela ligação (antes da ocorrência de rotura na face do tubo CHS) através da expressão:

$$F_{Rd,total} = 8 \times F_{c,r,Ed} = 284 \text{ kN}$$

Onde, 8 é o número de reforços presentes na ligação e $F_{c,r,Ed}$ é a resistência máxima possível de mobilizar em cada reforço sem que ocorra rotura nas paredes do tubo.

Recordando que o esforço axial efectivo associado à combinação de acções mais desfavorável é igual a (já calculado anteriormente, utilizando as propriedades geométricas da secção CHS 168,3x6,3 mm):

$$N'_{Ed,4} = -305,96 \text{ kN}$$

Conclui-se que a segurança não está verificada para o estado limite último, porque a força axial efectiva de compressão é superior à resistência da ligação.

Não obstante, para que a segurança seja assegurada pelo método simplificado baseado no carregamento axial, as características geométricas do reforço deveriam ser alteradas para:

$$L_r = 160 \text{ mm} ; t_r = 10 \text{ mm} ; b_r = 72,85 \text{ mm}$$

Donde resulta a resistência seguinte,

$$F_{Rd,total} = 319,55 \text{ kN}$$

Verificação da ligação aos esforços actuantes

Determinação do momento flector resistente

Embora se tenha apurado que a esforço concentrado do reforço excede a resistência das paredes do tubo, (não é verificada a segurança aos estados limites últimos através dos pressupostos do método alternativo), ir-se-á determinar qual é o momento resistente da ligação assumindo uma distribuição de esforços realista no que refere às rigidezes relativas das peças que a compõem.

Como se trata de uma ligação constituída por elementos construtivos (suporte da conduta AVAC) e não estruturais, não há grande necessidade de garantir uma ligação resistente ao escorregamento, e por isso, é possível assumir quer uma distribuição elástica quer uma distribuição plástica de esforços no estado limite último.

A distribuição elástica (obrigatória quando se pretende ligações resistentes ao escorregamento ou quando a rotura do parafuso é regida pelo esmagamento) consiste em distribuir os esforços proporcionalmente à distância do centro de gravidade (centro de rotação) da secção da ligação (na zona de tracção apenas se considera a área dos parafusos).

A distribuição plástica (mais realista e racional que a distribuição elástica) corresponde a assumir uma distribuição em equilíbrio com os esforços actuantes, tendo em conta que os esforços procurarão seguir a trajectória de maior rigidez (identificar as rigidezes relativas das peças que compõem a junta), porém, as deformações que essa distribuição implica devem estar dentro da capacidade de deformação das peças de ligação e das peças ligadas.

- Ligação do tubo que assegura suporte à conduta AVAC (CHS 114,3x3,6 mm)

Assumindo como hipótese que todas as linhas de parafusos têm as mesmas forças de tracção (distribuição plástica dos esforços pelos parafusos), pois a espessura da chapa de extremidade é espessa o suficiente para que não ocorram praticamente efeitos de alavanca. Não obstante, pela mesma razão, pode-se excluir a ocorrência de rotura da chapa de extremidade e assumir que a resistência é totalmente dependente da acção dos parafusos.

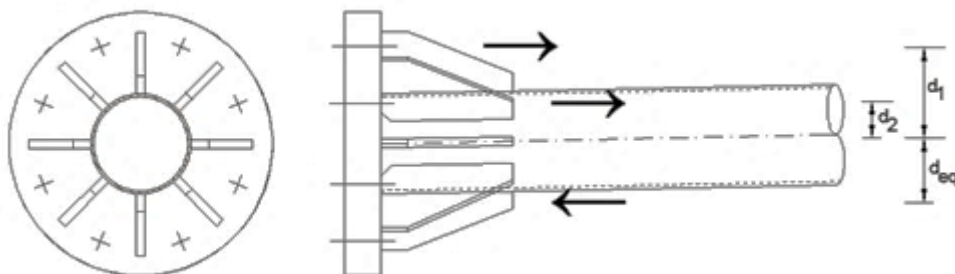


Figura 4.67 – Distribuição de forças numa ligação de um tubo circular fechado com chapa de extremidade e esquadros de reforços

As distâncias entre as diferentes linhas de acção das forças e o centro geométrico do elemento estrutural são as seguintes (ver Figura 4.63 e Figura 4.64):

- Braço da primeira fiada de parafusos: $d_1 = 110,87 \text{ mm}$
- Braço da segunda fiada de parafusos: $d_2 = 45,92 \text{ mm}$

- Braço do reforço disposto na vertical: $d_3 = 86,67 \text{ mm}$
- Braço dos reforços dispostos na diagonal: $d_4 = 61,28 \text{ mm}$

Daí, obtém-se o braço equivalente para os reforços (ver Figura 4.67):

$$d_{eq} = \frac{d_3 + 2d_4}{3} = 69,74 \text{ mm}$$

Considerando uma distribuição admissível dos esforços nos reforços adequada aos critérios de plastificação das peças que compõem a junta, resulta que o esforço resistente em cada reforço é (plastificação das paredes do tubo CHS):

$$F_{c,r,Rd} = 35,5 \text{ kN}$$

Logo, para o esforço resistente na zona de compressão vem (é necessário deduzir $N_{sd} = -4,04 \text{ kN}$ ao esforço resistente na zona de compressão, ou alternativamente, assume-se que este esforço é absorvido pelos reforços que estão na horizontal):

$$F_{c,Rd} = 3 \times F_{c,r,Rd} = 106,5 \text{ kN}$$

Onde, a constante 3 é o número de reforços presentes na zona de compressão.

Como o esforço actuante na zona de tracção $F_{t,Ed}$ é igual ao esforço da zona de compressão $F_{c,Ed}$, (binário das forças de tracção e compressão) resulta que a força de tracção máxima admissível em cada parafuso é igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{F_{t,r,Rd}}{\underbrace{0.625}_{\text{Absorvido pelo reforço}}} = \frac{F_{c,Rd}}{4} = 26,625 \text{ kN}$$

Onde, a constante 4 é o número de parafusos presentes na zona de tracção.

Por conseguinte, o momento resistente máximo admissível na ligação pode ser escrito na forma:

$$M_{Rd} = \underbrace{2 \times F_{t,Rd} \times (d_1 + d_{eq})}_{\text{Primeira fiada de parafusos}} + \underbrace{2 \times F_{t,Rd} \times (d_2 + d_{eq})}_{\text{Segunda fiada de parafusos}} = 15,78 \text{ kN}$$

Concluindo, a distribuição de esforços adoptada para a ligação verifica a segurança, ou seja:

$$F_{t,r,Ed} = 16,65 \ll F_{t,r,Rd}(\text{admissível})$$

E,

$$F_{c,r,Ed} = 35,5 \leq F_{c,r,Rd}(\text{admissível})$$

Conclui-se que a capacidade resistente plástica da ligação à flexão é suficiente, para absorver o momento actuante resultante da combinação de acções mais desfavorável.

- Ligação do tubo central da viga Vierendeel (CHS 168,3x6,3 mm)

Tal como anteriormente, assume-se uma distribuição plástica dos esforços pelos parafusos. Os braços das fiadas dos parafusos são idênticos aos anteriormente calculados:

$$d_1 = 110,87 \text{ mm} \quad ; \quad d_2 = 45,92 \text{ mm}$$

Não existindo reforços neste lado da ligação considera-se que a acção da força de compressão está localizada na parede do tubo, e portanto, o braço desta força em relação ao centro geométrico do elemento estrutural vale (ver Figura 4.68):

$$d_3 = 81 \text{ mm}$$

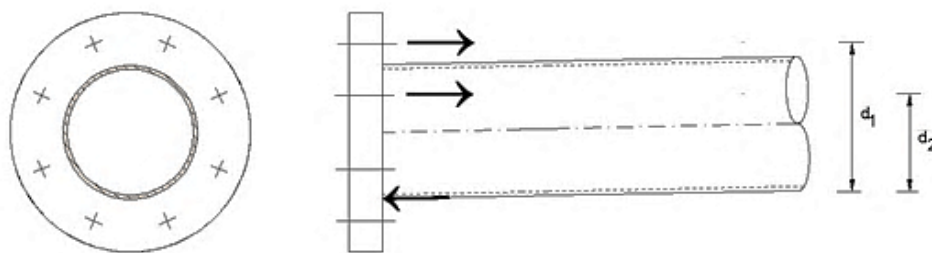


Figura 4.68 - Distribuição de forças numa ligação de um tubo circular fechado com chapa de extremidade

Uma vez que a força de compressão transmitida pelo tubo CHS 168,3x6,3 mm não pode exceder a soma dos esforços resistentes à compressão em cada reforço, que por sua vez, estão limitados pela resistência das paredes do tubo CHS 114,3x3,6 mm, então a força de compressão máxima admissível na zona de compressão vale:

$$F_{c,Rd} = 106,5 \text{ kN}$$

Como se pretende criar um binário de forças de tração e compressão, temos que a força de tração máxima admissível em cada parafuso é igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{F_{c,Rd}}{4} = 26,625 \text{ kN}$$

Com base nos parâmetros anteriores, o momento resistente máximo admissível na ligação pode ser escrito na forma:

$$M_{Rd} = \underbrace{2 \times F_{t,Rd} \times (d_1 + d_3)}_{\text{Primeira fiada de parafusos}} + \underbrace{2 \times F_{t,Rd} \times (d_2 + d_3)}_{\text{Segunda fiada de parafusos}} = 16,98 \text{ kNm}$$

Tal como anteriormente, avaliando a capacidade resistente da ligação à flexão através de uma distribuição plástica de esforços, vem que a segurança está verificada.

Avaliação da capacidade resistente dos banzos da viga

As dimensões adoptadas nos reforços são:

$$b_s = \frac{b_f - t_w}{2} - r = 80 \text{ mm} ; t_s = 10 \text{ mm}$$

A resistência oferecida de um banzo com um reforço a uma força concentrada é dada como se segue (ver Figura 4.69):

$$F_{Rd,f} = 6,25 \times f_y \times \frac{t_f^2}{\gamma_{Mu}} = 521,43 \text{ kN} ; F_{Rd,s} = \frac{b_s \times t_s}{\gamma_{Mu}} \times f_{yd} = 258,10 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,Total} = F_{Rd,s} + F_{Rd,f} = 779,53 \text{ kN}$$

Considerando o esforço axial resistente do pilar como actuante vem que:

$$N_{Ed,f} = A_{s,f} \times f_y = 440 \text{ kN} ; N_{Ed,w} = A_{s,w} \times f_y = 321,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 761,75 \text{ kN} < F_{Rd,Total}$$

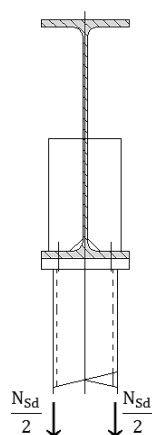


Figura 4.69 – Secção transversal da viga com dois reforços transversais parciais

4.15 Análise da ligação (cruciforme – elemento central da treliça Vierendeel) referente ao Pormenor Y – *DESENHO Nº53*

Os cálculos seguintes são referentes à ligação entre o montante (secção cruciforme de inércia variável) e o elemento central da treliça *Vierendeel* (ver Figura 4.70), considerando o período de utilização da estrutura, e apenas os estados limites últimos são verificados.

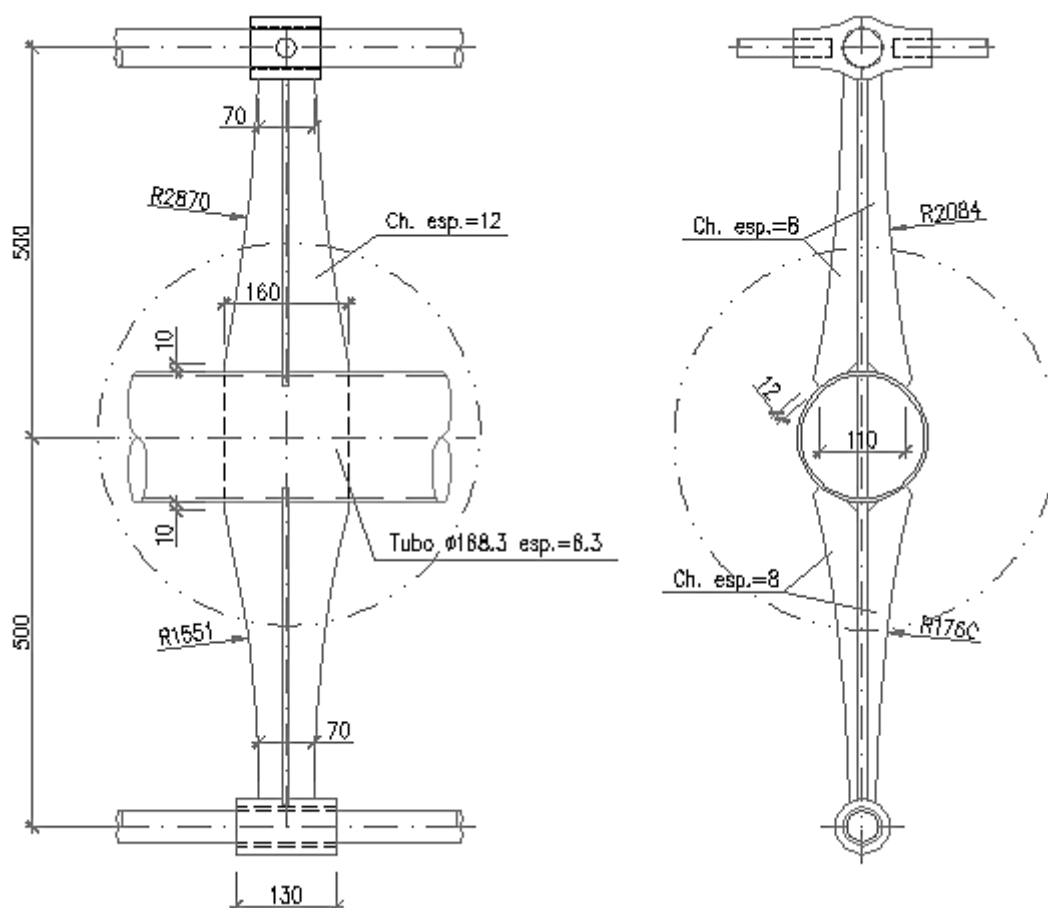


Figura 4.70 – Pormenor construtivo das ligações entre os pendurais e as cordas superior, inferior e intermédia da treliça *Vierendeel* (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Os esforços actuantes mais desfavoráveis na junta são referentes à combinação fundamental com acção variável de base definida pela acção do vento.

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 22 sobre ligações soldadas entre chapas longitudinal\transversal e tubos circulares fechados.

Os esforços actuantes na junta devido à combinação 4 (acção do vento sobre a menor dimensão) são os seguintes (ao nível da ligação superior):

$$M_{Ed} = 4,71 \text{ kNm} ; V_{Ed} = 13,95 \text{ kN} ; N_{Ed} = 28,55 \text{ kN}$$

Verificação da capacidade resistente da ligação

Para a avaliação da capacidade resistente desta ligação utilizou-se um procedimento que está congruente com as cláusulas presentes no EC3 na Parte 1-8.

Características geométricas dos elementos da ligação

Efectuando uma descrição dos elementos envolvidos na ligação, então temos:

- Chapa longitudinal da secção cruciforme: $h_1 = 160 \text{ mm} ; t_1 = 12 \text{ mm}$
- Chapa transversal da secção cruciforme: $t_1 = 8 \text{ mm} ; b_1 = 110 \text{ mm}$
- Elemento central da treliça *Vierendeel*: $d_0 = 168,3 \text{ mm} ; t_0 = 6,3 \text{ mm}$

Parâmetros geométricos da ligação

Com base nas propriedades geométricas referidas, obtêm-se as relações geométricas seguintes entre os diferentes elementos, as quais correspondem aos parâmetros da ligação:

$$\beta = \frac{b_1}{d_0} = 0,65 (\leq 1,0) ; \eta = \frac{h_1}{d_0} \approx 1,0 (\geq 1,0)$$

$$d_0/t_0 = 26,71 (\geq 10) ; t_0/t_p = 0,63 (\leq 2,0)$$

Onde, t_p é a espessura média das chapas soldadas ao tubo circular fechado.

Verificação da resistência da junta aos modos de rotura

Como a treliça *Vierendeel* é uma estrutura uni-planar apenas está submetida aos esforços axial e transversal bem como ao momento flector segundo o plano da estrutura. Deste modo, é viável considerar que a chapa longitudinal apenas resiste ao momento flector e que a chapa transversal apenas resiste ao esforço axial (melhor dizendo, é assumido que não existe interacção de esforços nas chapas longitudinal e transversal).

- Plastificação das paredes do elemento CHS

Como a secção do elemento CHS é de classe 1 ainda que submetida a compressão pura (já calculada anteriormente), e respeita também a condição $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$, então:

- Chapa longitudinal da secção cruciforme (plano da treliça)

$$M_{ip,Rd} = \frac{5k_p \times f_{y0} \times t_0^2 \times (1 + 0,25\eta) \times h_1}{\gamma_{M_5}} = 7,64 \text{ kNm}$$

- Chapa transversal da secção cruciforme (fora do plano da treliça)

$$N_{i,Rd} = \left(\frac{5}{1 - 0,81\beta} \right) \times \frac{k_p \times f_{y0} \times t_0^2}{\gamma_{M_5}} = 81,51 \text{ kN}$$

Onde, k_p é o factor redutor da resistência da ligação avaliado para a secção mais crítica do elemento central da treliça *Vierendeel* (hipótese do lado da segurança). Desta forma, em primeiro lugar determina-se o esforço de compressão instalado nas paredes do perfil circular:

$$\sigma_{0,Ed} = \left(\frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \right) = -78,55 \text{ MPa (tensão de tracção)}$$

Em que, $N_{0,Ed} = 53,96 \text{ kN}$ e $M_{0,Ed} = 11,92 \text{ kNm}$ são os esforços actuantes no tubo circular fechado na ligação em contacto o pendural superior (já indicados anteriormente); $A_0 = 32,1 \text{ cm}^2$ e $W_{el,0} = 125 \text{ cm}^3$ são as características geométricas desse elemento.

Segue-se o cálculo da relação entre tensões actuante e resistente, definida do seguinte modo:

$$n_p = \left(\frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{yd}} \right) / \gamma_{M5} = -0,285 \neq 0 \Rightarrow n_p = 0$$

Com base nesse parâmetro, e tendo em conta que as paredes do tubo estão sujeitas a um esforço de compressão, determina-se o factor redutor da seguinte forma:

$$k_p = 1 - 0,3 \times n_p \times (1 + n_p) = 1,0$$

Com as resistências avaliadas acima para a secção da ligação, a verificação combinada de esforço normal e momento flector é efectuada através da seguinte condição:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left(\frac{M_{ip,Ed}}{M_{ip,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \Rightarrow 0,73 \leq 1,0$$

Concluindo, a resistência das paredes do elemento à plastificação está verificada.

- Punçoamento das paredes do elemento CHS

De acordo com o EC3, para saber se a ligação em análise é constituída por elementos com geometria em que o efeito de punçoamento é susceptível de ocorrer (carga concentrada em área pequena), considera-se a condição seguinte:

$$b_1 = 110 \leq 155,7 = d_0 - 2t_0$$

Logo há possibilidade de ocorrência de punçoamento, e para a sua verificação, primeiramente, calcula-se a tensão actuante compressão através da soma linear das relações esforço/propriedade resistente correspondentes a cada esforço actuante (expressão de interacção conservativa):

$$\sigma_{max} = \left(\frac{N_{Ed}}{A_r} + \frac{M_{ip,Ed}}{W_{el,ip,r}} \right) = 102 \text{ MPa}$$

Onde, $A_r = 28 \text{ cm}^2$ e $W_{el,ip,r} = 51,26 \text{ cm}^3$ são as características geométricas da secção cruciforme em contacto com o elemento CHS, nomeadamente, a área transversal e o módulo de flexão elástico, respectivamente.

Em seguida, determina-se a tensão de compressão resistente dessa zona crítica do elemento CHS através da expressão:

$$\sigma_{Rd} = 2 \times \frac{t_0}{t_p} \times \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M5} = 160 \text{ MPa}$$

Concluindo, como a tensão localizada de compressão não excede a sua homóloga resistente, então está verificada a resistência das paredes do tubo à rotura por punçoamento.

- Arrancamento da chapa longitudinal devido ao corte

Considerando o método mais conservativo para verificação da rotura por corte (critério simplificado do lado da segurança), obtém-se:

$$f_{yp} \leq 2 \times \frac{t_0}{t_p} \times \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right)$$

$$\Rightarrow 355 \text{ MPa} \not\leq 200 \text{ MPa}$$

Como não é verificada a condição anterior, é necessário determinar a tensão de corte actuante e compará-la com a tensão resistente de corte, ou seja:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{h_1 t_1} = 7,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 2 \times \frac{t_0}{t_1} \times \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) = 166 \text{ MPa}$$

Como $\tau_{sd} \ll \tau_{Rd}$, a influência do esforço de corte não é relevante para a resistência da ligação.

Por último, e à parte dos requisitos de segurança estrutural, como a tensão de cedência do aço das chapas é superior à sua homóloga do elemento tubular, $f_{y1} \not\leq f_{y0}$, não estão satisfeitas as condições para que a ligação seja económica (não existe um aproveitamento total do material).

Comentário à rigidez da ligação

Tendo em conta as recomendações geométricas para conceber uma ligação rígida, $\eta \approx 1,0$, então é possível afirmar que a ligação possui rigidez suficiente mesmo desprezando as melhorias de comportamento resultantes da chapa longitudinal atravessar o elemento tubular (é necessário entender que existe uma melhoria significativa na rigidez da ligação por a chapa longitudinal atravessar o tubo circular).

4.16 Análise da ligação definida no Corte G.G – DESENHO N°52

Para a avaliação da resistência da ligação ilustrada na Figura 4.71 considerou-se o período de utilização da estrutura, e os esforços nos estados limites últimos provenientes de uma análise global elástica da estrutura (incluem-se os efeitos de segunda ordem e imperfeições globais da estrutura, caso sejam relevantes). Seguindo esta via, utilizam-se os esforços actuantes associados à envolvente das combinações possíveis que são os seguintes:

$$\begin{cases} V_{z,Ed} = 83,40 \text{ kN} \\ V_{y,Ed} = 26,60 \text{ kN} \\ V_{x,Ed} = 10,90 \text{ kN} \end{cases}$$

Neste sub-capítulo foram tidas em conta as considerações, as expressões e as grandezas (definição de simbologia) indicadas no Apêndice 23 sobre elementos metálicos apoiados em nichos de betão (por exemplo, paredes da caixa de elevador).

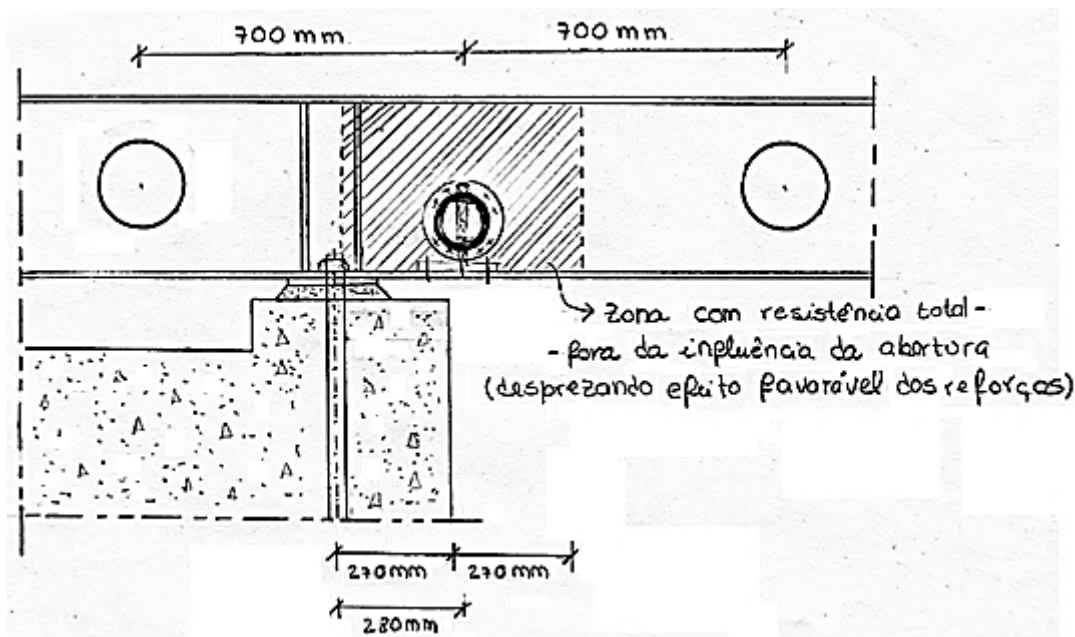


Figura 4.71 – Pormenor construtivo de uma viga metálica sobre uma chapa de base e apoiada num elemento de betão armado, adaptado de (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Verificação da resistência da alma da viga

A problemática da perda de resistência devido à proximidade de uma abertura não é preocupante porque não existem aberturas na alma da viga e estão colocados reforços transversais na zona de apoio.

Considerando a degradação da carga de apoio devido à presença de uma chapa de base, o comprimento efectivo carregado da alma é dado pela expressão seguinte:

$$l_y = s_s + 2 \times t_f \times \beta \leq a$$

Onde, $s_s = 150 \text{ mm}$ é o comprimento efectivo do suporte e que corresponde ao comprimento da chapa de base; contudo, como a distância entre reforços transversais, a , é inferior ao comprimento efectivo, l_y , resulta que $l_y = a = 90 \text{ mm}$.

Assim, a força limite que provoca o colapso por cedência é então:

$$F_y = f_y \times l_y \times t_w = 297 \text{ kN}$$

Para determinar a carga crítica elástica da alma para forças concentradas utiliza-se a expressão:

$$F_{cr} = k_F \times \frac{\pi^2 \times E}{12(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \times d \times t_w$$

Em que, o coeficiente de encurvadura é determinado por:

$$k_F = 6 + 2 \times \left(\frac{h_w}{a'}\right)^2 \approx 6,0$$

Em que, a aproximação adoptada se deve ao facto dos próximos reforços não concederem benefícios à estabilidade devido à distância elevada em que se encontram, ou seja, $h_w \ll a'$.

Logo,

$$F_{cr} = 4207,14 \text{ kN}$$

Os efeitos de instabilidade são contabilizados através do coeficiente de encurvadura:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_w} \leq 1,0$$

Em que, $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 0,27$ é a esbelteza normalizada; contudo, como $\chi_F = \frac{0,5}{0,27} \not\leq 1,0$ vem que $\chi_F = 1,0$.

Por fim, obtemos a resistência de cálculo da alma da seguinte forma:

$$F_{Rd} = \frac{F_y \times \chi_F}{\gamma_{M1}} = 297 \text{ kN}$$

Como $F_{Rd} > F_{Ed} = V_{z,Ed}$, a verificação da segurança está satisfeita.

Verificação da resistência localizada de compressão do betão

Na situação de a chapa de base estar sujeita à flexão por efeito de compressão, ir-se-á considerar que a peça de betão comprimindo (incluindo a argamassa de selagem), na qual se apoia o banzo da viga, é parecida a uma peça em T equivalente comprimida.

A resistência à compressão localizada no betão é então:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times k_j \times f_{ck}}{\gamma_c} = 13,33 \text{ N/mm}^2$$

Em que os parâmetros são os a seguir indicados:

- Como a resistência do betão ao esmagamento é dependente da área contributiva para a distribuição da carga, a qual é avaliada pelo factor de concentração, $k_j = \sqrt{A_{c2}/A_{c1}}$, então pode-se adoptar $k_j \approx 1,0$ pelo facto da área por baixo da chapa ser muito pequena.
- Como a placa de base não está assente directamente no betão mas sim numa camada de argamassa com uma espessura de 40 mm, é necessário levar em conta a possibilidade da qualidade da argamassa afectar a resistência do betão; de acordo com a Parte 1.8 do EC3 deve-se adoptar um coeficiente de segurança $\beta_j = \frac{2}{3}$.

Para determinar a área da chapa com comportamento equivalente ao rígido recorre-se à largura de apoio, a qual é obtida por:

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 44,68 \text{ mm}$$

Assumindo que as tensões instaladas envolta da alma da viga se podem considerar uniformemente distribuídas, então a força de compressão resultante é dada por:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times l_{eff} \times b_{eff} = 202,70 \text{ kN}$$

Em que, $l_{eff} = 150 \text{ mm}$ e $b_{eff} = 101,4 \text{ mm}$ são comprimento e a largura efectivos da zona enrijecida da placa de base.

Como $F_{c,Rd} > F_{Ed} = V_{z,Ed}$, a verificação da segurança está satisfeita.

Verificação da resistência da ligação ao corte

Para se efectuar a verificação de segurança da ligação ao corte apenas é necessário entrar com a resistência dos chumbadouros (contrariamente ao que foi realizado nas bases de colunas em que se considera o atrito) relativamente aos modos de rotura preconizados na Parte 1.8 do EC3.

A resistência dos chumbadouros ao corte é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}}$$

Em que, α_{bc} é o coeficiente de ductilidade, dado pela expressão:

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,29$$

Logo, $F_{v,Rd} = 56,67 \text{ kN}$.

Considerando a disposição dos parafusos, $e_1 = 75 \text{ mm}$ e $e_2 = 65 \text{ mm}$, a resistência dos chumbadouros para o esmagamento da chapa é dada por (adota-se a resistência referente à direcção mais desfavorável):

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Na direcção longitudinal, os parâmetros de resistência ao corte são definidos por:

$$\alpha_b = \text{Min}\{f_{ub}/f_u ; 1,0 ; e_1/3d_0\} = 1,0$$

$$k_1 = \text{Min}\{2,5 ; 2,8e_2/d_0\} = 2,5$$

Logo, $F_{b,Rd, \text{long.}} = 367,5 \text{ kN}$.

Procedendo de maneira análoga para o corte na direcção transversal, vem:

$$\alpha_b = \text{min}\{f_{ub}/f_u ; 1,0 ; e_2/3d_0\} = 0,87$$

$$k_1 = \text{min}\{2,5 ; 2,8e_1/d_0\} = 2,5$$

Logo, $F_{b,Rd, \text{trans.}} = 319,7 \text{ kN}$

Concluindo, a resistência do grupo de chumbadouros é determinada por:

$$F_{Rd,V} = n_b \times \text{Min}\{F_{b,Rd}; F_{v,Rd}\} = 113,3 \text{ kN}$$

Em que, $n_b = 2$ é o número de chumbadouros.

Como $F_{Rd,V} > F_{Ed,V} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2}$ a verificação da segurança está satisfeita.

Saliente-se que a avaliação da resistência dos chumbadouros para o esmagamento do banzo da viga é dispensável, porque a maior espessura do banzo compensa a maior resistência do aço da chapa (de qualquer forma, as resistências ao esmagamento da chapa e do banzo são superiores à resistência ao corte do chumbadouro).

Para completar a resistência da ligação ao corte dever-se-ia efectuar ainda a verificação ao corte da chapa e do banzo, para as secções efectiva e bruta, e também para a rotura em bloco. No entanto, uma vez que estas são muito superiores em relação à resistência oferecida pelos chumbadouros, a sua

consideração foi dispensada (é possível confirmar esta afirmação através da avaliação de segurança feita ao Pormenor 2 – *DESENHO N°52*).

4.17 Análise da ligação (elemento metálico-betão armado) referente ao Pormenor 2 - *DESENHO N°52*

A avaliação da resistência desta ligação, esquematizada na Figura 1, foi feita considerando o período de utilização da estrutura e os esforços referentes aos estados limites últimos e de utilização, os quais foram obtidos através de uma análise global elástica da estrutura, incluindo efeitos de segunda ordem e imperfeições globais da estrutura se relevantes.

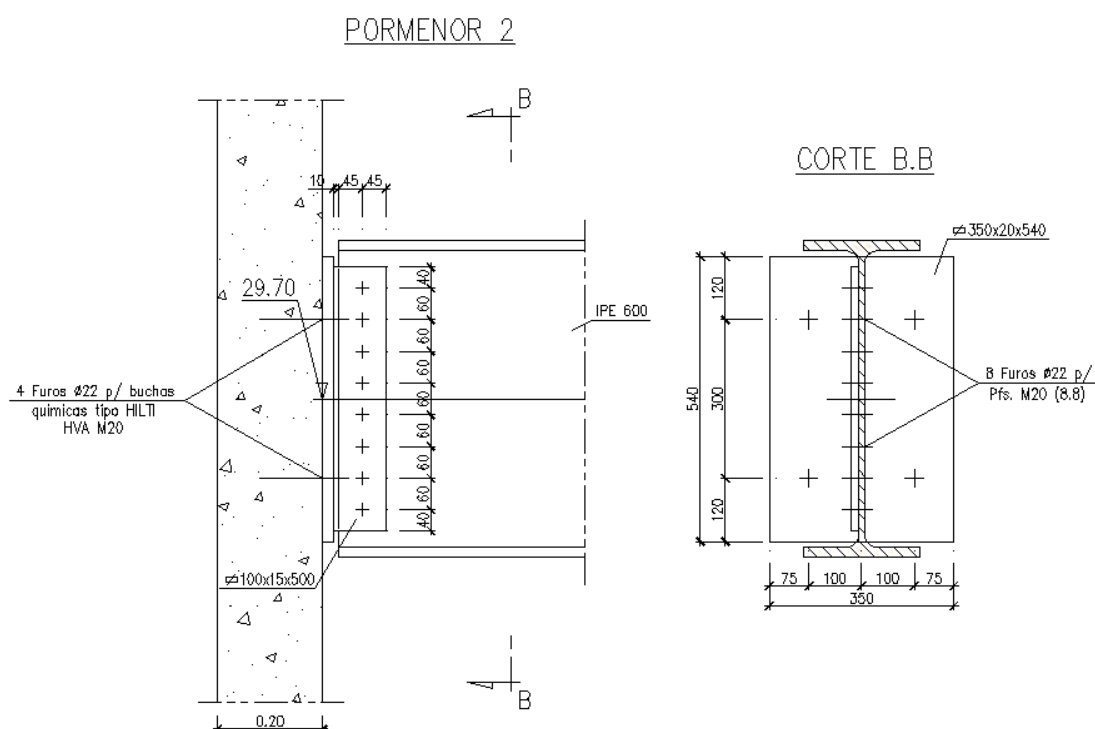


Figura 4.72 – Viga metálica ligada a um elemento de betão através de um *gousset* e de uma chapa de extremidade (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Os esforços actuantes associados à envolvente das combinações possíveis são os seguintes:

$$\begin{cases} V_z = 13,59 \text{ kN} \\ V_y = 7,74 \text{ kN} \\ N = 105,22 \text{ kN} \end{cases}$$

Para efeitos de cálculo, deve considerar-se ainda o momento de excentricidade produzido pelo produto do esforço de corte pela distância entre o centro do grupo de parafusos e a chapa de extremidade (ou a alma da viga).

A capacidade de flexão numa ligação com *gousset* é conseguida pela deformação ao corte dos parafusos, pela distorção devida ao esmagamento dos furos e pela flexão fora do plano do *gousset*.

Capacidade resistente dos grupos de parafusos

Para a ligação entre o *gousset* e a alma da viga, utilizou-se uma análise elástica preconizada em (Gorenc, Tinyou, & Syam, 2005) para o grupo de parafusos, resultando uma força de corte actuante no parafuso mais crítico igual a:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_y}{n} + \frac{M_i \times y_{max}}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{V_x}{n} + \frac{M_i \times x_{max}}{I_p}\right)^2} = 14,0 \text{ kN}$$

Onde, $I_p = 151200 \text{ mm}^2$ é o momento de área dos parafusos no *gousset* em torno do centróide do grupo de parafusos; $M_i = V_z \times e_1 = 1,02 \text{ kNm}$ é o momento de excentricidade (note-se que a excentricidade $e_1 = 75 \text{ mm}$); $V_x = 105,22 \text{ kN}$ é o esforço transversal na direcção x do grupo de parafusos; $V_y = 13,59 \text{ kN}$ é o esforço transversal na direcção y do grupo de parafusos.

O cálculo da resistência individual de um parafuso para os diferentes modos de rotura está indicado no Eurocódigo 3, Parte 1.8, sendo efectuado a seguir:

- Resistência ao corte por plano de corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M_2}} = 120,63 \text{ kN}$$

Em que, $A = 314,16 \text{ mm}^2$ é a área de secção de um parafuso de diâmetro 20 mm; $\alpha_v = 0,6$ porque o plano de corte é na parte lisa; e $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ pois o parafuso é de classe 8.8.

- Resistência ao esmagamento da chapa (*gousset*)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{M_2}} = 178,16 \text{ kN}$$

Com,

$$\alpha_b = \text{Min} \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0 \right\} = 0,66$$

$$k_1 = \text{Min} \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

Analogamente, para a alma da viga resulta $F_{b,Rd} = 125,08 \text{ kN}$.

Concluindo, o parafuso crítico tem um esforço actuante de corte de 14,0 kN e uma resistência ao corte de 120,63 kN, pelo que está garantida a sua segurança ao corte.

Capacidade resistente das soldaduras

Na ligação entre o *gousset* e a chapa de extremidade, as soldaduras são dimensionadas para 80% da resistência total do *gousset*, isto é, os cordões de soldadura na extremidade respeitam os requisitos indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Espessura do cordão de extremidade para impedir rotura pelas soldaduras (Jaspart, J.P. et al, 2009)

Tipo de aço	Espessura do cordão de soldadura de extremidade, a (mm)
S235	$a \geq 0,46t_p$
S275	$a \geq 0,48t_p$
S355	$a \geq 0,55t_p$
Em que t_p é a espessura do <i>gousset</i>	

Verificação do *gousset* à flexão e ao corte

Para verificar a resistência à flexão e ao corte do *gousset* em regime elástico, seguiu-se a Teoria de Resistência de Materiais (Silva V. D., 2004).

Em primeiro lugar, determinam-se as características geométricas e mecânicas da secção rectangular do *gousset*:

$$h_p = 500 \text{ mm} ; t_p = 15 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{h_p^3 \times t_p}{12} = 15625 \text{ cm}^4 ; I_z = \frac{t_p^3 \times h_p}{12} = 14,06 \text{ cm}^4$$

Seguem-se os momentos de excentricidade que são definidos por (note-se que a excentricidade é igual a $e_1 = 75 \text{ mm}$):

$$M_z = V_y \times e_1 = 0,58 \text{ kNm} ; M_y = V_z \times e_1 = 1,02 \text{ kNm}$$

Os momentos resistentes elásticos do *gousset* em torno de y e z são os seguintes:

$$M_{el,y} = \frac{I_y}{(h/2)} \times f_{y,p} = 221,88 \text{ kNm} ; M_{el,z} = \frac{I_z}{(t_p/2)} \times f_{y,p} = 6,65 \text{ kNm}$$

As tensões tangenciais actuantes nos diferentes eixos da secção transversal do *gousset*:

$$\tau_{Ed,y}^{max} = \frac{V_y \times S_z}{I_z \times h_p} = 1,55 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}} ; \tau_{Ed,z}^{max} = \frac{V_z \times S_y}{I_y \times t_p} = 2,72 \text{ MPa} \ll \frac{355}{\sqrt{3}}$$

Como a resistência é sempre superior às acções actuantes, está garantida a segurança do *gousset* em relação à flexão e ao corte.

Resistência ao corte da ligação entre o *gousset* e a alma da viga

Para efectuar a verificação ao corte da ligação entre o *gousset* e a alma da viga, utilizaram-se as expressões preconizadas em (Malik, 1993; Malik, 2005; SCI/BCSA Connections Group, 2011), para determinar as resistências de cada elemento relativamente aos diferentes modos de rotura.

- Capacidade resistente do grupo de parafusos ao corte\esmagamento

A resistência da ligação condicionada pelo grupo de parafusos ao corte, seguindo uma análise elástica e tomando em conta a presença de excentricidades, é dada por (considerando o lado do *gousset*):

$$V_{Rd,1} = \frac{n \times F_{v,Rd}}{\sqrt{(1 + \alpha n)^2 + (\beta n)^2}} = 863,23 \text{ kN}$$

Onde, $\alpha = 0$ e $\beta = 0,0625$ porque a ligação só tem uma linha de parafusos na vertical, e um número total de parafusos igual a $n = 8$; $F_{v,Rd}$ é a resistência de um parafuso isolado ao corte (já calculada anteriormente).

De forma semelhante, mas considerando a resistência ao esmagamento dos parafusos no *gousset*, vem:

$$V_{Rd,2} = \frac{n}{\sqrt{\left(\frac{1 + \alpha n}{F_{b,Rd,ver}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n}{F_{b,Rd,hor}}\right)^2}} = 1253,39 \text{ kN}$$

Onde, $F_{b,Rd,ver} = 178,16 \text{ kN}$ e $F_{b,Rd,hor} = 164,54 \text{ kN}$ são as resistências de um parafuso isolado ao esmagamento nas direcções vertical e horizontal, respectivamente, determinadas segundo a Parte 1.8 do Eurocódigo 3.

Portanto, a resistência do lado do *gousset* é igual a $V_{Rd,1} = 863,23 \text{ kN}$. Efectuando este procedimento de forma similar para a alma da viga, obtém-se $V_{Rd,8} = 879,96 \text{ kN}$.

- Capacidade resistente da secção bruta do *gousset* ao corte

A resistência ao corte do *gousset* considerando a secção bruta é:

$$V_{Rd,3} = \frac{h_p \times t_p}{1,27} \times \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1210,39 \text{ kN}$$

Onde, $h_p = 500 \text{ mm}$ é a altura do *gousset* e $t_p = 15 \text{ mm}$ é a espessura do *gousset*.

- Capacidade resistente da secção bruta da alma da viga ao corte

A resistência ao corte da alma da viga considerando a secção bruta é:

$$V_{Rd,9} = \frac{A_{v,b}}{\gamma_{M_0}} \times \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}} = 1330,19 \text{ kN}$$

Onde, $A_{v,b} = 83,78 \text{ cm}^2$ é a área bruta de corte da viga.

- Capacidade resistente da secção efectiva do *gousset* ao corte

A resistência ao corte do *gousset* considerando a sua secção efectiva é:

$$V_{Rd,4} = \frac{A_{v,net}}{\gamma_{M_2}} \times \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3}} = 1099,92 \text{ kN}$$

Onde, $A_{v,net} = 48,6 \text{ cm}^2$ é a área efectiva de corte do *gousset*.

- Capacidade resistente da secção efectiva da alma da viga ao corte

A resistência ao corte da alma da viga relativamente à sua secção efectiva é:

$$V_{Rd,10} = \frac{A_{vb,net}}{\gamma_{M_2}} \times \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}} = 1244,48 \text{ kN}$$

Onde, $A_{v,b,net} = 62,66 \text{ cm}^2$ é a área efectiva de corte da viga.

- Resistência do *gousset* ao destacamento por corte

A resistência ao corte do *gousset* relativamente à rotura do grupo de parafusos em bloco, devido a um carregamento excêntrico, é obtida por:

$$V_{Rd,5} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_{y,p} \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 1006,91 \text{ kN}$$

Onde, $A_{nt} = 4,35 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada à tracção e $A_{nv} = 44,25 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada ao corte (para uma linha de parafusos na vertical), ambas referentes a um modo de rotura com predominância de corte.

Por outro lado, segundo (SCI/BCSA Connections Group, 2011) a verificação da alma da viga ao destacamento por corte está dispensada, porque os banzos não estão entalhados.

- Verificação do *gousset* à flexão

A verificação do *gousset* à flexão pode ser dispensada, dado que é satisfeita a seguinte condição:

$$h_p = 500 \text{ mm} \geq 2,73 \times z_p = 204,75 \text{ mm}$$

Logo é dispensada a verificação.

- Verificação do *gousset* à encurvadura lateral torsional

A necessidade de verificar a encurvadura lateral do *gousset* por flexão é dispensada, visto ser satisfeita a seguinte condição:

$$z_p = 75 \leq t_p/0,15 = 100 \text{ mm}$$

Logo, é dispensada a verificação, e adicionalmente pode-se classificar o *gousset* como chapa curta.

De qualquer forma, é possível avaliar a resistência ao corte oferecida à ligação aparafusada atendendo à resistência do *gousset* à flexão, ou seja:

$$V_{Rd,7} = \frac{W_{el}}{z_p} \times \frac{f_{y,p}}{\gamma_{M_0}} = 2958,33 \text{ kN}$$

- Verificação dos elementos à interacção de corte com flexão

A verificação na alma da viga da interacção entre o momento flector e o esforço transversal pode ser dispensada, pois é satisfeita a seguinte condição:

$$z_b = 45 \leq t_{w,b}/0,15 = 80 \text{ mm}$$

Esta condição mostra que os efeitos locais produzidos na região dos parafusos podem ser desprezáveis.

Analogamente para o *gousset*, como $z_p = 75 \leq t_p/0,15 = 100 \text{ mm}$, também está dispensada esta verificação.

Verificação da chapa de extremidade ao corte

Resistência do grupo de buchas ao corte/esmagamento

A resistência ao esmagamento da chapa de extremidade devida ao corte do grupo de buchas que a atravessa, e que ligam a viga de aço ao betão, é dada por (Malik, 1993; Nunez, 2006):

$$V_{Rd,n} = n \times \min\{F_{b,Rd}; F_{v,Rd}\}$$

Onde, $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ são as resistências de uma bucha isolada ao corte e ao esmagamento, respectivamente; n é o número total de buchas.

A resistência ao corte de uma bucha isolada ou de um grupo de buchas pode ser calculada com o auxílio de (ETA-05/0255, 2011; TR029, 2007), e corresponde à menor capacidade resistente dos seguintes modos de rotura: rotura pelo bordo de betão; rotura por arrancamento de betão; rotura pelo aço (com e sem braço de alavanca).

Posteriormente será avaliada a resistência das buchas à tracção e ao corte, tanto isoladamente como em grupo (ver sub-capítulo 4.18), e obter-se-á a seguinte resistência ao corte de uma bucha isolada:

$$F_{v,Rd} = 30,33 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento da chapa de extremidade devido a uma bucha isolada, tendo em conta a Parte 1.8 do Eurocódigo 3, é determinada através da seguinte expressão:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{M_2}}$$

Na direcção vertical, os parâmetros para esta resistência são definidos por:

$$\alpha_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right\} = 0,8$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

Donde resulta,

$$F_{b,Rd,ver} = 313,60 \text{ kN}$$

Na direcção horizontal, os parâmetros de resistência são os seguintes:

$$\alpha_b = 0,8 ; k_1 = 2,5$$

Logo,

$$F_{b,Rd,hor} = 313,60 \text{ kN}$$

Concluindo, a resistência do grupo de buchas é igual a:

$$V_{Rd,n} = n \times \min\{F_{b,Rd}; F_{v,Rd}\} = 121,32 \text{ kN}$$

Resistência da secção bruta da chapa de extremidade ao corte local

A resistência ao corte (na direcção vertical) da chapa de extremidade considerando a sua secção bruta é dada por (Nunez, 2006; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,g} = \frac{A_v}{\kappa_e} \times \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Em que, $\kappa_e = 1,27$ é um coeficiente que tem em conta a redução da resistência ao corte devido à presença de momento flector na ligação (Jaspart, J.P. et al, 2009; Nunez, 2006; SCI/BCSA Connections Group, 2011); A_v é a área bruta de corte da chapa, dada por (ver Figura 4.73):

$$A_v = t_p \left(\overbrace{e_t + e_b + (n_1 - 1) \times p_1}^{\approx h_p} \right)$$

Onde,

$$e_t \leq 5d_0 ; e_b \leq \min\{5d_0 ; p_3/2\}$$

Saliente-se que é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas linhas de parafusos na vertical\horizontal, ou alternativamente pode dividir-se a carga actuante por dois, ver Figura 4.73.

Deste modo, resulta que a resistência ao corte na direcção vertical da chapa de extremidade é igual a $V_{Rd,g,ver} = 3485,92 \text{ kN}$; em relação à resistência ao corte na direcção horizontal apenas é necessário substituir h_p por b_p , obtendo-se $V_{Rd,g,hor} = 2259,39 \text{ kN}$.

Buchas instaladas no betão para suporte da viga

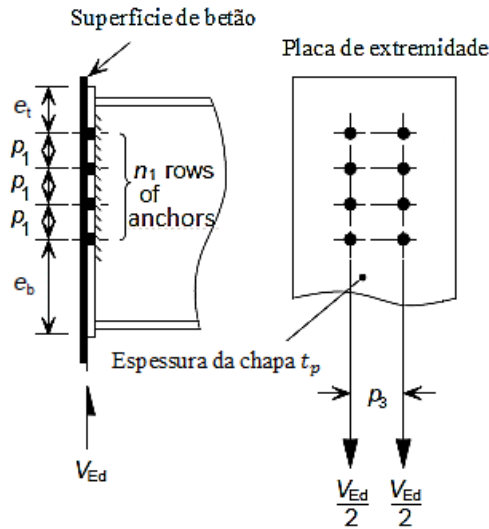


Figura 4.73 – Distribuição de esforços numa chapa fixada por buchas, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

Resistência da secção efectiva da chapa de extremidade ao corte local

A resistência ao corte (na direcção vertical) da chapa de extremidade considerando a secção efectiva é dada por (Nunez, 2006; Lawson & Hicks, 2011):

$$V_{Rd,n} = A_{v,net} \times \frac{K_e \times f_{u,p}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_2}}$$

Em que, $K_e = 0,9$ é um factor para considerar a concentração de tensões junto aos furos circulares (dispostos em linha) de uma chapa sujeita a esforço uniaxial (variação de tensões paralela ao eixo dos furos); $A_{v,net}$ é a área efectiva de corte da chapa, dada por (ver Figura 4.73):

$$A_{v,net} = t_p \left(\overbrace{e_t + e_b + (n_1 - 1) \times p_1}^{\approx h_p} - n_1 \times d_0 \right) = 99,20 \text{ cm}^2$$

Onde,

$$e_t \leq 5d_0 ; \quad e_b \leq \text{Min}\{5d_0 ; p_3/2\}$$

Portanto,

$$V_{Rd,n} = 4490,21 \text{ kN}$$

Saliente-se ainda a necessidade de duplicar a resistência devido à utilização de duas linhas de parafusos na vertical\horizontal, ou alternativamente dividir a carga actuante por dois, ver Figura 4.73.

Relativamente ao cálculo da resistência ao corte na direcção horizontal, apenas é necessário substituir h_p por b_p , resultando assim $V_{Rd,n} = 2770,17 \text{ kN}$.

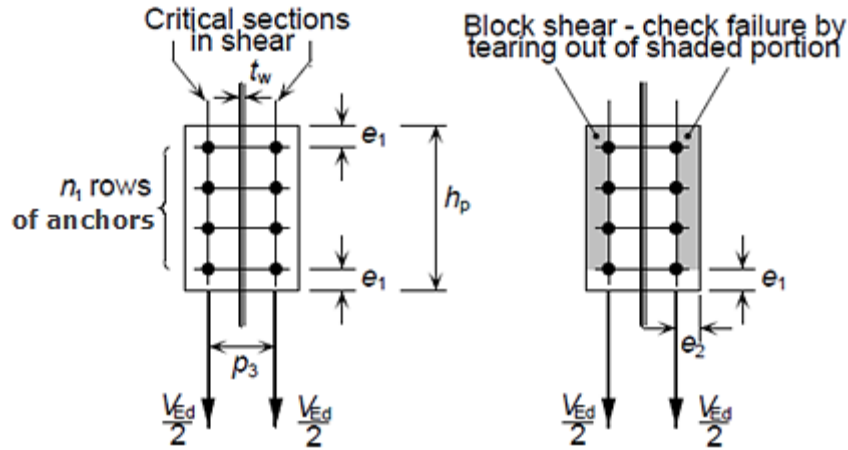


Figura 4.74 – Ligação com chapa de fixação sujeita ao corte: secções críticas e porções da secção envolvidas na rotura em bloco (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Resistência da chapa de extremidade ao destacamento por corte

Para um grupo de parafusos simétricos sujeito a um carregamento centrado, a resistência da chapa de extremidade ao destacamento em bloco por corte é dada por (Nunez, 2006; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$V_{Rd,b} = V_{eff,1,Rd} = \frac{f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_{y,p} \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Porém, se $h_p < 1,36p_3$ e $n_1 > 1$ então o carregamento considera-se excêntrico e a resistência da placa de extremidade ao destacamento em bloco é obtida por:

$$V_{Rd,b} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_{y,p} \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Em que, A_{nt} é a área útil solicitada à tracção e A_{nv} é a área útil solicitada ao corte, ambas independentes do tipo de carregamento e referentes a um modo de rotura com predominância de tracção, calculadas como se segue (Nunez, 2006):

$$A_{nt} = t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t_p \times (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) \times d_0) = 77,40 \text{ cm}^2$$

Saliente-se que na verificação da segurança é necessário duplicar a resistência porque utilizam-se duas linhas de parafusos na vertical\horizontal, ou alternativamente dividir a carga actuante por dois, ver Figura 4.73.

Como referido anteriormente, dado que $h_p = 500 \text{ mm} < 1,36p_3 = 272 \text{ mm}$, a resistência da chapa de extremidade ao destacamento por corte vertical é dada por $V_{Rd,b} = 4176,19 \text{ kN}$.

Procedendo de forma similar para a resistência ao corte na direcção horizontal, mas substituindo h_p por b_p , obtém-se $V_{Rd,b} = 3693,13 \text{ kN}$.

Influência da excentricidade do carregamento

Para chapas de extremidade em que $h_p < 1,36p_3$, a verificação da resistência à flexão no plano da chapa de extremidade pode ser dispensada, pois o carregamento considera-se centrado.

Porém, quando a distância mais curta entre os centros dos parafusos, $p_3 > 1,36h_p$, os efeitos do momento flector no plano da chapa de extremidade tornam-se predominantes e reduzem a resistência ao corte. A resistência ao corte reduzida, considerando duas linhas de fiadas de parafusos, é dada por:

$$V_{Rd,m} = \frac{2 \times t_p \times h_p^2 \times f_{y,p}}{3 \times (p_3 - t_w) \times \gamma_{M0}}$$

Verificação à tracção da ligação entre o gousset e a alma da viga

Para efectuar a verificação à tracção da ligação entre o *gousset* e a alma da viga, utilizaram-se as expressões preconizadas em (Jurasinovic & Nunez, 2006; SCI/BCSA Connections Group, 2011), para determinar as resistências de cada elemento relativamente aos diferentes modos de rotura.

- Resistência do grupo de parafusos ao corte/esmagamento

A resistência da ligação entre o *gousset* e a alma da viga, quando solicitada por uma carga de tracção centrada e admitindo rotura dos parafusos por corte, é dada por:

$$N_{Rd,u,1} = \frac{n \times F_{v,Rd}}{\gamma_{Mu}} = 877,38 \text{ kN}$$

Onde, $F_{v,Rd} = 120,64 \text{ kN}$ é a resistência de um parafuso isolado ao corte, determinada com base na Parte 1.8 do Eurocódigo 3.

De forma semelhante, mas considerando a resistência ao esmagamento dos parafusos no *gousset*, vem:

$$N_{Rd,u,2} = \frac{n \times F_{b,Rd,hor}}{\gamma_{Mu}} = 1196,68 \text{ kN}$$

Onde, $F_{b,Rd,hor} = 164,54 \text{ kN}$ é a resistência de um parafuso isolado ao esmagamento na direcção horizontal, determinada conforme a Parte 1.8 do Eurocódigo 3.

Portanto, a resistência do lado do *gousset* é igual a $N_{Rd,u,1} = 877,38 \text{ kN}$. Efectuando este procedimento de forma similar para a alma da viga, obtém-se $N_{Rd,u,5} = 840,13 \text{ kN}$.

- Resistência da secção efectiva do gousset à tracção

A resistência do *gousset* à tracção considerando a secção efectiva é:

$$N_{Rd,u,4} = \frac{0,9 \times A_{net,p} \times f_{u,p}}{\gamma_{Mu}} = 1558,74 \text{ kN}$$

Onde, $A_{net,p} = 38,88 \text{ cm}^2$ é a área efectiva do *gousset* à tracção.

- Resistência do gousset ao destacamento por tracção

A resistência do *gousset* à tracção relativamente à rotura do grupo de parafusos em bloco, devido a um carregamento centrado, é igual a:

$$N_{Rd,u,3} = V_{eff,1,Rd} = \frac{f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \times f_{y,p} \times \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} = 1986,42 \text{ kN}$$

Onde, $A_{nt} = 39,9 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada à tracção e $A_{nv} = 10,2 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada ao corte (para uma linha de parafusos na vertical), ambas referentes a um modo de rotura com predominância de tracção.

Analogamente, para a alma da viga resulta $N_{Rd,u,6} = 1377,34 \text{ kN}$.

A resistência do *gousset* à tracção relativamente à rotura do grupo de parafusos em bloco, devido a um carregamento excêntrico, é obtida por:

$$N_{Rd,u,3} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{Mu}} + \frac{f_{y,p}}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{nv}}{\gamma_{M_0}} = 1090,10 \text{ kN}$$

Onde, $A_{nt} = 44,25 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada à tracção e $A_{nv} = 5,10 \text{ cm}^2$ é a área útil solicitada ao corte (para uma linha de parafusos na vertical), ambas referentes a um modo de rotura com predominância de tracção.

Similarmente, para a alma da viga resulta $N_{Rd,u,6} = 780,14 \text{ kN}$.

Verificação da chapa de extremidade à tracção

Para avaliar a resistência da chapa de extremidade à tracção, utilizaram-se as expressões preconizadas em (Lawson & Hicks, 2011; Nunez, 2006).

Considerando que existe efeito de alavanca, existem três modos de rotura possíveis para chapas de extremidade em flexão:

- Modo 1: cedência da chapa de extremidade em duas secções
- Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da chapa de extremidade
- Modo 3: rotura pelos parafusos

Mas, se não existir efeito de alavanca, os modos 1 e 2 são substituídos pelo modo de rotura seguinte:

- Modo 1*: cedência da chapa de extremidade

Por conseguinte, o valor de cálculo da resistência, $F_{T,Rd}$ da chapa de uma peça em T é dada por:

$$F_{T,Rd} = \text{Min}\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} \text{ ou } F_{T,Rd} = \text{Min}\{F_{T,1^*,Rd}; F_{T,3,Rd}\}$$

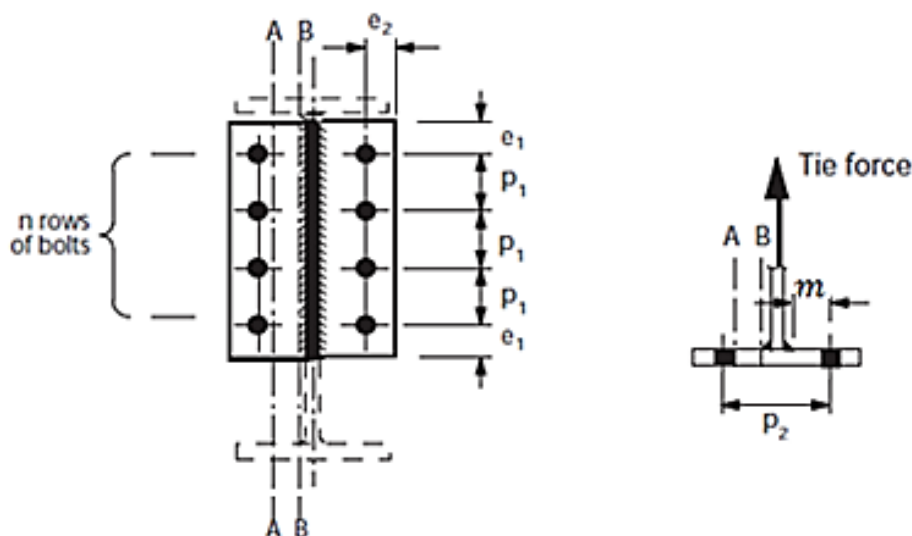


Figura 4.75 – Resistência à tracção da chapa de extremidade, (SCI/BCSA Connections Group, 2009)

Consoante exista ou não efeito de alavanca, as forças resistentes à tracção para os diferentes modos de rotura possíveis, são as seguintes:

- Modo 1: $F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$
- Modo 2: $F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{T,Rd}}{m+n}$
- Modo 3: $F_{T,3,Rd} = \sum F_{T,Rd}$
- Modo 1*: $F_{T,1^*,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$

Onde, $n = e_{min} \leq 1,25m$, $e_{min} = e_2$; m é a distância entre rótulas plásticas, definida por:

$$m = \frac{p_2 - t_p - 2 \times 0,8 \times a\sqrt{2}}{2}$$

E, $M_{pl,1,Rd}$ é o momento flector resistente da chapa de extremidade na secção A.A (ver Figura 4.75), dado por:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \times \sum l_{eff,A} \times t_p^2 \times f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

Em que, $\sum l_{eff,A}$ é o comprimento efectivo da rótula plástica na secção A.A, dado por:

$$\sum l_{eff,A} = 2 \times e_{1-A} + (n_1 - 1) \times p_{1A}$$

Com, $e_{1A} = e_1 \leq e_2$ e $p_{1A} = p_1 \leq 2e_2$

E, $M_{pl,2,Rd}$ é o momento flector resistente da placa de extremidade na secção B.B (ver Figura 4.75), dado por:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times \sum l_{eff,B} \times t_p^2 \times f_{u,p}}{\gamma_{Mu}}$$

Onde $\sum l_{eff,B}$ é o comprimento da rótula plástica na secção B.B, dado por:

$$\sum l_{eff,B} = 2 \times e_{1-B} + (n_1 - 1) \times p_{1B}$$

Com, $e_{1B} = e_1 \leq 0,5 \times (p_2 - t_p - 2a\sqrt{2}) + \frac{d_0}{2}$ e $p_{1B} = p_1 \leq p_2 - t_p - 2a\sqrt{2} + d_0$.

Para ocorrerem forças de alavanca, há que satisfazer a seguinte condição:

$$L_b \leq L_b^*$$

Onde, L_b é o comprimento do parafuso e das anilhas mais metade da cabeça do parafuso; L_b^* é o comprimento crítico, definido por:

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff,A} \times t_p^3}$$

Onde, A_s é a área da secção do núcleo do parafuso; a é a espessura de soldadura; n_b é o número de linhas de parafusos.

No que respeita à ligação da chapa de extremidade ao betão, pelo facto de as buchas possuírem elevada deformabilidade e a chapa de extremidade ser muito rígida, pode-se considerar que não ocorrem forças de alavanca (pois o alongamento/deslocamento das buchas não é inferior ao deslocamento do tê equivalente da placa em flexão).

Portanto,

$$\sum l_{eff,A} = 300 \text{ mm} ; \sum l_{eff,B} = 300 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 11,76 \text{ kN} ; F_{T,1^*,Rd} = 307,76 \text{ kN} ; m = 76,42 \text{ mm} ; F_{T,3,Rd} = 143,24 \text{ kN}$$

Verificação do grupo de buchas ao corte e à tracção

Equilíbrio da reacção no gousset relativamente ao grupo de buchas instaladas na viga-parede de betão (acção fora do plano)

- Esforços transmitidos no estado limite último

O momento flector transmitido para a chapa de extremidade, devido à excentricidade do esforço transversal proveniente do *gousset* é equilibrado por um binário: força de tracção distribuída pelas linhas das buchas e força de compressão produzida por tensões de compressão no betão.

Consequentemente, na ligação da chapa de extremidade ao betão devem-se considerar as forças de tracção nas diferentes linhas das buchas, as quais são determinadas pela expressão seguinte (Gorenc, Tinyou, & Syam, 2005):

$$T_i = \frac{M_0 \times y_1}{\sum y_i(y_i + y_e)}$$

Na aplicação deste modelo de distribuição de esforços, assume-se que o eixo neutro está posicionado a um sexto da altura da chapa de extremidade, ou seja, $d_c = h_p/6 = 90 \text{ mm}$, contado a partir da extremidade inferior da chapa.

Com base na caracterização geométrica representada na Figura 4.72, observa-se que a excentricidade $e = 75 \text{ mm}$, obtendo-se um momento adicional $M_0 = V_z \times e = 1,02 \text{ kNm}$.

De acordo com os valores apresentados, obtêm-se as forças de tracção nas diferentes linhas de buchas:

$$T_1 = 2,67 \text{ kN} , \text{ para a linha de buchas mais afastada do eixo neutro}$$

$$T_2 = 0,24 \text{ kN} , \text{ para a linha de buchas mais próxima do eixo neutro}$$

No entanto, às forças de tracção “parasitas” é necessário adicionar o esforço normal actuante proveniente da peça ligada (a transmitir para o betão pelas buchas). Refira-se que a força de tracção devido ao momento de excentricidade em cada linha de buchas é distribuída pelo número de buchas na linha, e a força de tracção proveniente da viga de bordo é distribuída uniformemente pelas buchas existentes no grupo.

Portanto, o esforço que cada bucha tem de suportar é dependente da sua posição, ou seja:

$$N_{sd,1} = \frac{N}{4} + \frac{T_1}{2} = 27,64 \text{ kN}, \text{ para as buchas na linha superior}$$

$$N_{sd,2} = \frac{N}{4} + \frac{T_2}{2} = 26,43 \text{ kN}, \text{ para as buchas na linha inferior}$$

Adicionalmente, para verificação da resistência das buchas, é necessário incluir o esforço de corte actuante proveniente da viga, assumindo que este é distribuído uniformemente pelas buchas, ou seja:

$$V_{sd} = \frac{\sqrt{V_z^2 + V_y^2}}{4} = 3,91 \text{ kN}, \text{ para todas as buchas existentes no grupo}$$

Com base nestes esforços actuantes nas buchas, e tendo em conta que as resistências ao corte e à tracção de uma bucha isolada são dadas por (calculadas com auxílio de ETA-05/0255 e TR029):

$F_{T,Rd} = 76,67 \text{ kN}$, para resistência à tracção de uma bucha isolada

$F_{v,Rd} = 30,33 \text{ kN}$, para resistência ao corte de uma bucha isolada

A verificação da resistência de uma bucha isolada à interacção de tracção com corte, de acordo com (TR029, 2007), é efectuada com base nas seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,0 ; \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0 ; \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^{\beta} \leq 1,2$$

Finalmente, há que verificar as condições regulamentares, ou seja:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,77 ; \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,13 ; \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^{1,5} = 0,72 \leq 1,2$$

Como todas as condições anteriores são verificadas, então a segurança está verificada para a bucha mais crítica.

Relativamente à ligação com buchas no cruzamento das paredes (intersecção do alinhamento 2 com o alinhamento E – *DESENHO N°50*), admitindo que é idêntica à ligação anteriormente verificada, a sua resistência não se pode considerar assegurada porque a influência da distância à extremidade reduz abruptamente a resistência.

- Esforços transferidos no estado limite de utilização

Seguindo o mesmo procedimento adoptado para as acções no estado limite último, para a combinação rara obtêm-se as acções descritas a seguir:

$$M = V_z \times e_1 = 0,81 \text{ kNm} ; T_1 = 2,12 \text{ kN} ; T_2 = 0,19 \text{ kN}$$

Seguidamente indicam-se os esforços que cada bucha isolada tem de suportar, dependendo da sua posição:

- Linha superior do grupo de buchas

$$N_{Ed,1} = 11,04 \text{ kN} ; V_{Ed,1} = 11,25 \text{ kN}$$

- Linha inferior do grupo de buchas

$$N_{Ed,2} = 10,08 \text{ kN} ; V_{Ed,2} = 11,95 \text{ kN}$$

Considerando as cargas de perda de adesão iguais a $0,3N_{Rk,u}$ e $0,3V_{Rk,u}$, resulta que as resistências em serviço são as seguintes:

$$0,3N_{Rk,u} = 16,12 \text{ kN} ; 0,3V_{Rk,u} = 13,65 \text{ kN}$$

Por fim, efectuam-se as verificações para a combinação de esforços na bucha mais crítica (TR029, 2007):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,625 ; \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,82 ; \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^{1,5} = 1,24$$

Pela última condição não é verificada a segurança, porém ao considerar-se a resistência oferecida por uma bucha individual, sem restrições de distância ao bordo ou proximidade de outras buchas, conclui-se que a segurança está verificada.

Comentários ao Pormenor 2 - DESENHO 52

De acordo com os requisitos recomendados em (SCI/BCSA Connections Group, 2011) (detalhes standard), pode-se dizer, em relação à ligação entre o *gousset* e a alma da viga, que as disposições geométricas adoptadas neste projecto respeitam os requisitos de resistência mas não garantem uma ligação com adequada capacidade de rotação e ductilidade (ver Apêndice 14).

Além disso, como no projecto está prevista a utilização de parafusos pré-esforçados na ligação *gousset*/alma da viga, então não existem quaisquer rotações permitidas (qualquer pequena rotação reduziria o momento a transmitir às buchas, e num caso extremo, a ligação com buchas apenas absorveria esforço transversal). Em consequência, as buchas passam a ter de transmitir forças de corte e forças de tracção (para equilibrar o momento de excentricidade), e toda a capacidade de rotação da ligação se deve à deformabilidade das buchas.

Considerando a força de amarração mínima normativa (BS EN 1991-1-7, 2006), 75 kN, a ligação garante a integridade estrutural, pois a sua resistência à tracção é igual a 143,24 kN, ocorrendo a rotura por tracção nas buchas.

4.18 Avaliação da resistência do grupo de buchas

4.18.1 Estados limites de serviço

Em geral, a rigidez das buchas químicas é bastante dependente das condições de instalação. Além disso, à medida que a bucha é solicitada torna-se possível identificar um comportamento correspondente a uma mudança de rigidez que ocorre quando o adesivo é puxado para fora do furo (a carga correspondente é chamada carga de perda de adesão, $N_{u,adh}$). A ocorrência deste fenómeno caracteriza-se também por uma significativa perda de rigidez e começo de deslizamento descontrolado associado a um decréscimo progressivo da rigidez até à ocorrência de rotura (ETAG 001-05, 2008).

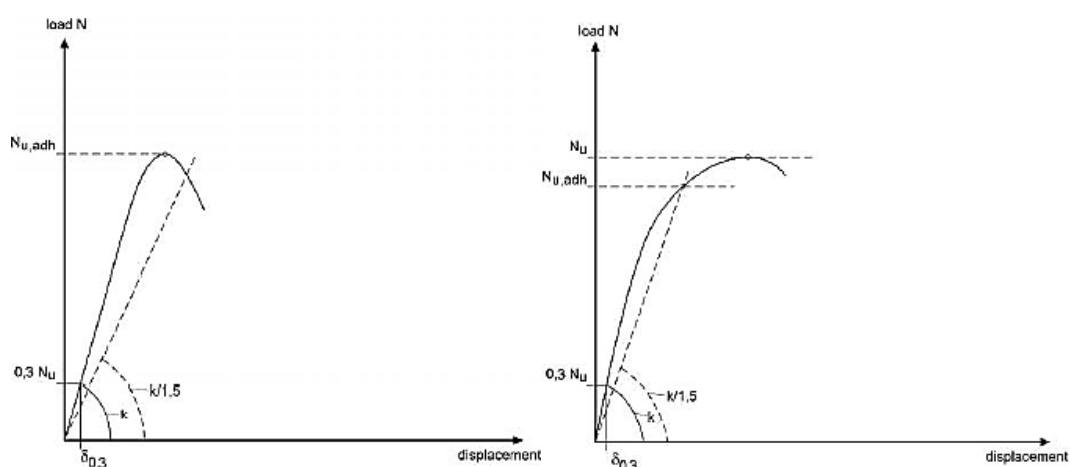


Figura 4.76 – Avaliação da carga no ponto em que há perda de adesão (ETAG 001-05, 2008).

Em geral, pode admitir-se simplificadamente que o nível de carga correspondente à perda de adesão, $N_{u,adh} \approx 0,3 N_u$ exige que os deslocamentos associados sejam inferiores a $\delta_{0,3} \leq 5 \times 10^{-4} m$ (deslocamento proveniente da carga $0,3 N_u$).

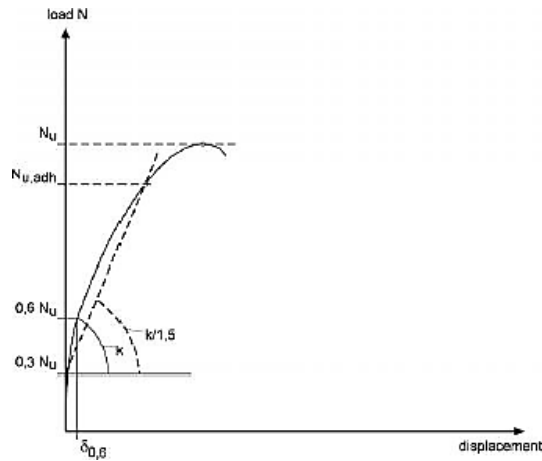


Figura 4.77 - Avaliação da carga no ponto em que há perda de adesão (ETAG 001-05, 2008).

Segundo a ETA 05-0255, os valores de carga de perda de adesão (estado limite de serviço) sugeridos para dimensionamento e considerando o betão não fendilhado, são os seguintes:

- Tração em betão não fendilhado: $N_{adh} = 55,3 \text{ kN}$, com deslocamento $\delta_{N_0} = 0,3 \text{ mm}$ e $\delta_{N_\infty} = 0,8 \text{ mm}$.
- Corte em betão não fendilhado: $V_{adh} = 32 \text{ kN}$, com deslocamento $\delta_{v_0} = 1,1 \text{ mm}$ e $\delta_{v_\infty} = 1,7 \text{ mm}$.

Existem algumas indicações na ETAG 001-5 e na ETA 05-0255 para os parâmetros geométricos das fixações (todos os parâmetros estão descritos mais à frente):

$$h_{ef} \geq 170 \text{ mm} \text{ (embebimento mínimo para buchas de 20 mm de diâmetro)}$$

$$s_{cr} \geq 2 \times h_{ef} \text{ e } s_{min} \geq 90 \text{ mm} \quad ; \quad c_{cr} \geq 1 \times h_{ef} \text{ e } c_{min} \geq 90 \text{ mm}$$

$h \geq 2 \times h_{ef}$ (se a espessura do elemento de betão respeitar esta condição, então a rotura por esmagamento não ocorre)

$$h_{min} = h_{ef} + \Delta h \geq 220 \text{ mm}, \text{ com } \Delta h \geq 2d_0$$

Esta expressão é aplicável em todos os tipos de buchas e sem restrições de aplicação (a espessura mínima do elemento depende das condições de instalação).

4.18.2 Estados limites últimos

O dimensionamento a estes estados está de acordo com (ETA-05/0255, 2011), estando a generalidade das expressões para cálculo da resistência indicadas (TR029, 2007).

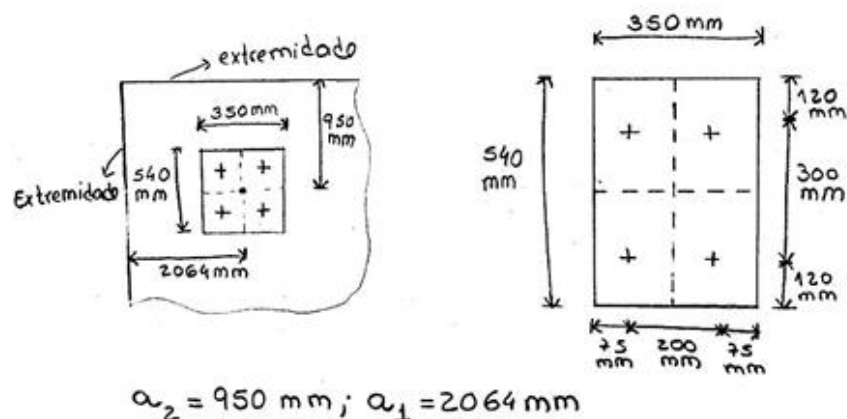


Figura 4.78 – Restrições geométricas da ligação metálica ao betão com buchas, *Pormenor 2 – DESENHO 52*
Avaliação da resistência à tração das buchas

- *Rotura pelo aço*

Coeficiente parcial de segurança

O factor de segurança parcial para o aço é:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,4 \Rightarrow \gamma_{Ms} = 1,50$$

A resistência à rotura pelo aço²¹ é a seguinte:

$$N_{Rk,s} = A_s \times f_{yk} \cong 201 \text{ kN}$$

- *Rotura pelo betão*

Coeficiente parcial de segurança

O factor de segurança parcial para rotura pelo betão é:

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c \times \gamma_2$$

Onde, γ_c é o factor de segurança parcial para o betão; γ_2 é o factor de segurança parcial para as condições de instalação.

Seguindo as recomendações indicadas no Eurocódigo 2, parte 1-1 e em (ETA-05/0255, 2011), o factor de segurança parcial para resistência à rotura pelo betão é, $\gamma_c = 1,5$. Em correspondência, o valor de γ_2 é tomado igual à unidade, pelo que $\gamma_{Mc} = 1,5$.

Resistência ao arrancamento combinado com rotura pelo cone de betão

O valor característico inicial da resistência a este modo de rotura é dado pela seguinte expressão (ver Figura 4.79):

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \times d \times h_{ef} \times \tau_{Rk,ucr}$$

²¹ A HILTI (ETA-05/0255, 2011) prescreve que se utilize $N_{Rk,s} = 179 \text{ kN}$, sendo equivalente a adoptar $d_{nom} = 0,95 \times 20 \text{ mm}$.

A tensão resistente característica do betão C20/25 não fendilhado é dada pela (ETA-05/0255, 2011), sendo igual a $\tau_{Rk,ucr} = 11,41 \text{ N/mm}^2$, admitindo um coeficiente majorativo para a classe de betão C30/30, uma gama de temperaturas entre 24°C e 40°C, um diâmetro de bucha M20 e $h_{ef} = 170 \text{ mm}$. Assim, o valor característico inicial da resistência é $N_{Rk,p}^0 = 115 \text{ kN}$.

Para determinar o valor característico da resistência, a expressão a empregar é:

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \times \frac{A_{n,p}}{A_{n,p}^0} \times \psi_{ec,p} \times \psi_{s,p} \times \psi_{g,p} \times \psi_{re,p}$$

O valor de $A_{n,p}^0$ pode ser determinado a partir de:

$$A_{n,p}^0 = s_{cr,p} \times s_{cr,p}$$

Para rotura pelo cone de betão combinada com arrancamento, $s_{cr,p}$ é determinado por:

$$s_{cr,p} = 20 \times d \times \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7,5} \right)^{0,5} \leq 3 \times h_{ef} \Rightarrow s_{cr,p} = 493,42 \text{ mm} \leq 510 \text{ mm} \Rightarrow \\ \Rightarrow A_{n,p}^0 = 2434,63 \text{ cm}^2$$

Considerando a fixação não encostada à parede, então, para uma bucha individual tem-se a seguinte expressão:

$$A_{n,p} = \left(0,5 \times s_{cr,p} + \frac{s_1}{2} \right) \times \left(\frac{s_2}{2} + 0,5 \times s_{cr,p} \right) \leq A_{n,p}^0$$

De acordo com a Figura 4.78 sabe-se que $s_1 = 200 \text{ mm}$ e $s_2 = 300 \text{ mm}$; assim, obtém-se $A_{n,p} = 1375,43 \text{ cm}^2$.

Para um grupo de buchas, recorre-se à expressão seguinte:

$$A_{n,p} = \left(0,5 \times s_{cr,p} + s_1 + 0,5 \times s_{cr,p} \right) \times \left(0,5 \times s_{cr,p} + s_2 + 0,5 \times s_{cr,p} \right) \leq 4A_{n,p}^0 \Rightarrow \\ \Rightarrow A_{n,p} = 6595,15 \text{ cm}^2$$

Para o coeficiente $\psi_{s,p}$ que contempla a perturbação de tensões devido à proximidade de bordo ou extremidade, tem-se:

$$\psi_{s,p} = 1,0 \Leftarrow c_{cr} = \frac{493,42}{2} \text{ mm} \ll c_2 = 950 - \frac{300}{2} = 800 \text{ mm}$$

Para o coeficiente $\psi_{re,p}$ que tem em conta o estilhaçamento em casca, tem-se:

$$\psi_{re,p} = 1,0 \Leftarrow h_{ef} = 170 \text{ mm} \gg 100 \text{ mm}$$

Para o coeficiente do efeito de grupo, $\psi_{ec,p}$, útil apenas quando existem cargas de tracção diferentes, adoptou-se como simplificação $\psi_{ec,p} = 1,0$.

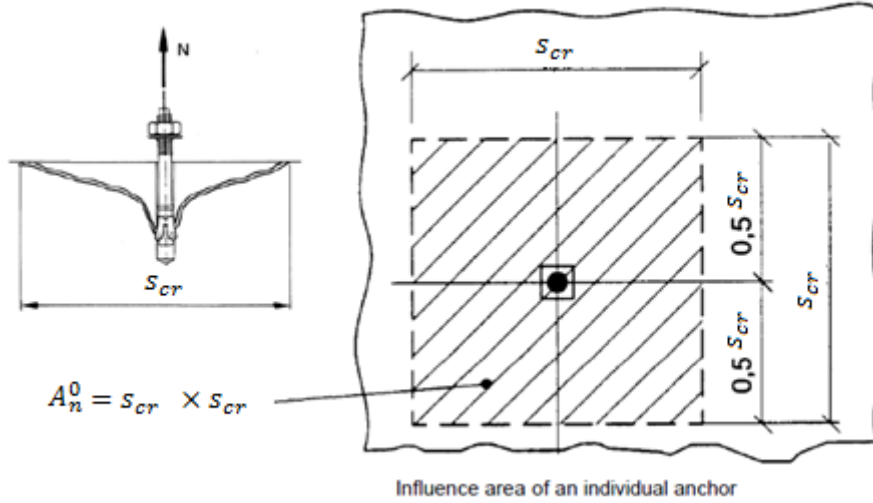


Figura 4.79 - Área de influência de uma bucha isolada isenta de restrições geométricas, (TR029, 2007; Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007)

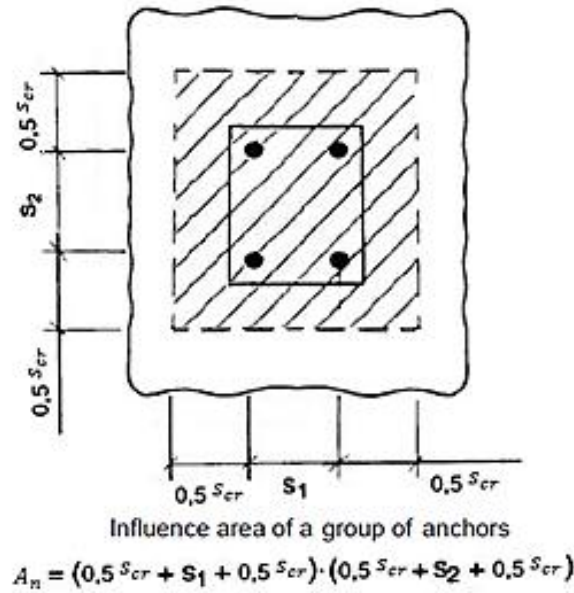


Figura 4.80 - Área de influência de um grupo de buchas sem restrições geométricas de bordo ou extremidade, (TR029, 2007)

Para a determinação do coeficiente $\psi_{g,p}$, que leva em conta a superfície de rotura em grupo, considera-se a seguinte expressão:

$$\psi_{g,p} = \psi_{g,p}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,p}} \right)^{0,5} \times (\psi_{g,p}^0 - 1) \geq 1,0$$

Em que, o parâmetro básico $\psi_{g,Np}^0$ é dado pela seguinte expressão:

$$\psi_{g,p}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \times \left(\frac{d \times \tau_{Rk,ucr}}{k \times \sqrt{h_{ef} \times f_{ck}}} \right)^{1,5} \geq 1,0$$

Onde, n é o número de buchas no grupo; k é um coeficiente que considera a aplicação de buchas em betão fendilhado ou não fendilhado.

Uma vez que $\psi_{g,p}^0 = 1,0$, tem-se que $\psi_{g,p} = 1,0$.

Em suma, para apenas uma bucha, o valor do arrancamento combinado com rotura pelo cone de betão é:

$$N_{Rk,p} = 68,90 \text{ kN}$$

No caso do grupo de quatro buchas, o valor do arrancamento combinado com rotura pelo cone de betão é:

$$N_{Rk,p} = 315,36 \text{ kN}$$

Resistência à rotura do cone de betão

A resistência característica de uma bucha ou um grupo de buchas (ver Figura 4.80) é dado pela seguinte expressão (fixação afastada da parede):

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{n,c}}{A_{n,c}^0} \times \psi_{s,c} \times \psi_{ec,c} \times \psi_{re,c}$$

Onde o valor característico inicial é dado por:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \times \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef}^{1,5} \Rightarrow N_{Rk,c}^0 = 122,62 \text{ kN}$$

Onde, k_1 é um coeficiente dependente das buchas serem aplicadas em betão não fendilhado ou fendilhado.

O valor de $A_{n,c}^0$ pode ser determinado a partir do seguinte produto (ver Figura 4.79):

$$A_{n,c}^0 = s_{cr,c} \times s_{cr,c}$$

No caso de rotura do cone de betão, $s_{cr,c}$ é definido por:

$$s_{cr,c} = 3 \times h_{ef} = 510 \text{ mm} \Rightarrow A_{n,c}^0 = 2601 \text{ cm}^2$$

Atendendo ao espaçamento entre buchas, nomeadamente, $s_1 = 200 \text{ mm}$ e $s_2 = 300 \text{ mm}$, tem-se, para uma bucha individual (Figura 4.78 e Figura 4.80):

$$A_{n,c} = \left(0,5 \times s_{cr,c} + \frac{s_1}{2}\right) \times \left(\frac{s_2}{2} + 0,5 \times s_{cr,c}\right) \leq A_{n,c}^0 \Rightarrow A_{n,c} = 1434,75 \text{ cm}^2$$

Para o grupo de buchas, considera-se a expressão seguinte:

$$\begin{aligned} A_{n,c} &= (0,5 \times s_{cr,c} + s_1 + 0,5 \times s_{cr,c}) \times (0,5 \times s_{cr,c} + s_2 + 0,5 \times s_{cr,c}) \leq 4A_{n,c}^0 \Rightarrow \\ &\Rightarrow A_{n,c} = 6561 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

No que refere ao coeficiente para levar em conta a perturbação de tensões devido à proximidade ou canto deve-se tomar $\psi_{s,c} = 1,0$ porque $c_{cr,c} = \frac{510}{2} \text{ mm} \ll c_2 = 800 \text{ mm}$.

O valor obtido para o coeficiente para estilhaçamento em casca é de $\psi_{re,c} = 1,0$, porque $h_{ef} = 170 \text{ mm} \gg 100 \text{ mm}$.

Para o valor do coeficiente de efeito de grupo, aplicável quando existem cargas de tração diferentes nas buchas, adoptou-se como simplificação $\psi_{ec,c} = 1,0$.

Assim, a resistência característica de uma bucha individual é $N_{Rk,c} = 67,78 \text{ kN}$; no caso do grupo de quatro buchas, $N_{Rk,c} = 309,08 \text{ kN}$.

Resistência à rotura por esmagamento devido à localização da bucha

Os parâmetros geométricos mínimos para evitar a rotura localizada de uma bucha M20 são indicados em ETA 05/0255, sendo os seguintes:

$$h_{min} = 220 \text{ mm}; s_{min} = 90 \text{ mm}; c_{min} = 90 \text{ mm}; h_{ef} = 170 \text{ mm}$$

De acordo com as Figura 4.78 e Figura 4.79, é possível observar que todos estes parâmetros são respeitados.

Resistência à rotura por esmagamento devido ao carregamento

A expressão dada para o valor da resistência à rotura por esmagamento devido ao carregamento é a seguinte:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{n,sp}}{A_{n,sp}^0} \times \psi_{s,sp} \times \psi_{ec,sp} \times \psi_{re,sp} \times \psi_{h,sp}$$

Para determinar a área resistente à rotura, relativamente à distância ao bordo ou extremidade (em milímetros), os parâmetros geométricos a respeitar são (fixação afastada da parede):

$$c_{cr,sp} = \begin{cases} 1,0 \times h_{ef} & , h/h_{ef} \geq 2,0 \\ 4,6 \times h_{ef} - 1,8 \times h & , 2,0 > h/h_{ef} > 1,3 \\ 2,26 \times h_{ef} & , h/h_{ef} \leq 1,3 \end{cases}$$

No que diz respeito ao espaçamento entre buchas, a expressão é a seguinte:

$$s_{cr,sp} = 2 \times c_{cr,sp}, \text{ com } h = 200 \text{ mm e } h_{ef} = 170 \text{ mm}$$

Determinando $A_{n,sp}^0$ e $A_{n,sp}$ pelo mesmo processo que levou à obtenção de $A_{n,p}^0$ e $A_{n,p}$, resulta:

$$\frac{h}{h_{ef}} \approx 1,18 \Rightarrow c_{cr,sp} = 384,2 \text{ mm e } s_{cr,sp} = 768,4 \text{ mm}$$

Então, a área de influência sem consideração das restrições geométricas é igual a:

$$\Rightarrow A_{n,sp}^0 = 5904,39 \text{ cm}^2$$

Atendendo as restrições geométricas, obtém-se para a bucha individual $A_{n,sp} = 2586,60 \text{ cm}^2$ e para o grupo de quatro buchas $A_{n,sp} = 11414,79 \text{ cm}^2$.

O coeficiente que leva em conta a profundidade do elemento de betão é dado pela seguinte expressão:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \geq 1,0 \Rightarrow \psi_{h,sp} = 0,84 \approx \psi_{h,sp} = 1,0$$

Assim, o valor da resistência à rotura por esmagamento devido ao carregamento para uma bucha individual é $N_{Rk,sp} = 53,72 \text{ kN}$ e para o grupo de buchas tem-se $N_{Rk,sp} = 237,06 \text{ kN}$.

Resistência à tração das buchas

O valor da resistência à tração de uma bucha individual, em betão não fendilhado, é dado por:

$$F_{T,Rd} = \min \left\{ \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \right\} = 35,81 \text{ kN}$$

No que diz respeito ao grupo de quatro buchas tem-se:

$$F_{T,Rd} = \min \left\{ \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \right\} = 158,04 \text{ kN}$$

Para uma fixação sem restrição de distância do bordo ou proximidade de outras buchas, tem-se, para o caso da bucha individual:

$$N_{Rk,sp} = 115 \text{ kN} ; N_{Rk,c} = 122,62 \text{ kN} ; N_{Rk,s} = 179 \text{ kN} ; N_{Rk,p} = 122,62 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min \left\{ \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}}, \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \right\} = 76,67 \text{ kN}$$

No caso do grupo de quatro buchas, tem-se:

$$F_{T,Rd} = 4 \times F_{T,Rd(individual)} = 306,67 \text{ kN}$$

Resistência das buchas ao corte

- *Rotura pelo aço*

O factor de segurança parcial do aço é:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,0}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,25, \text{ se } f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ e } f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8 \Rightarrow \gamma_{Ms} = 1,25$$

Rotura sem braço de alavanca

A expressão dada para a rotura pelo aço sem braço de alavanca²² é:

$$V_{Rk,s} = 0,5 \times A_s \times f_{yk} \cong 100,53 \text{ kN}$$

Rotura com braço de alavanca

Começa por se determinar o momento resistente elástico da bucha, assumindo que não existe esforço axial actuante, $N_{Ed} = 0$. Assim, tem-se:

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \times \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right) = 1,2 \times W_{el} \times f_{yk} \cong 753,98 \text{ kNm}$$

Onde, W_{el} é o módulo de flexão elástico da secção transversal da bucha.

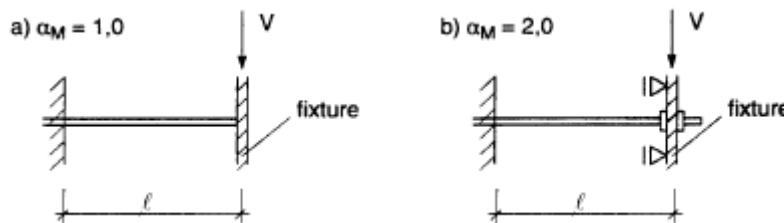


Figura 4.81 – Braço da força actuante dependendo das restrições de apoio (TR029, 2007)

De acordo com a Figura 4.81, o coeficiente que tem em conta a restrição da bucha toma os seguintes valores: $\alpha_m = 1,0$ se não existem restrições de apoio (à esquerda), e $\alpha_m = 2,0$ se existirem restrições de apoio (à direita).

²² A HILTI (ETA-05/0255, 2011) prescreve $V_{Rk,s} = 90 \text{ kN}$, o que equivale a adoptar $d_{nom} = 0,95 \times 20 \text{ mm}$.

Adoptando como simplificação $\alpha_m = 2,0$, o comprimento do braço da força é dado por:

$$l = \frac{t_p}{2} + \frac{d}{2} = 20 \text{ mm}$$

Utilizando a expressão dada para a rotura pelo aço com braço de alavanca, obtém-se:

$$V_{Rk,s} = \frac{\alpha_m M_{Rk,s}}{l} = 45,5 \text{ kN}$$

Importa salientar que a HILTI²³ prescreve a utilização de $M_{Rk,s}^0 = 455 \text{ kNm}$, o que equivale a adoptar $d_{nom} = 0,9 \times 20 \text{ mm}$.

- *Rotura pelo betão*

Rotura por arrancamento de betão

A expressão dada para a rotura por arrancamento do betão é:

$$V_{Rk,cp} = k \times \min\{N_{Rk,p}; N_{Rk,c}\}$$

Em que, k é um factor definido na ETA 05/0255 ($k = 2$).

No caso da bucha individual o valor é o seguinte:

$$V_{Rk,cp} = 135,56 \text{ kN}$$

Para o grupo de quatro buchas, tem-se:

$$V_{Rk,cp} = 618,16 \text{ kN}$$

Rotura pelo bordo de betão

A verificação da rotura pelo bordo de betão é dispensada quando, em grupos de quatro buchas ou menos, a distância ao bordo em qualquer direcção é (ver Figura 4.86):

$$c_{cr,v} > \max\{10 \times h_{ef}; 60 \times d\}$$

No entanto, no caso de vento de sucção $c_1 = 800 \text{ mm}$, o qual é inferior à distância requerida para que não ocorra rotura pelo betão, $c_{cr,v} = 1700 \text{ mm}$.

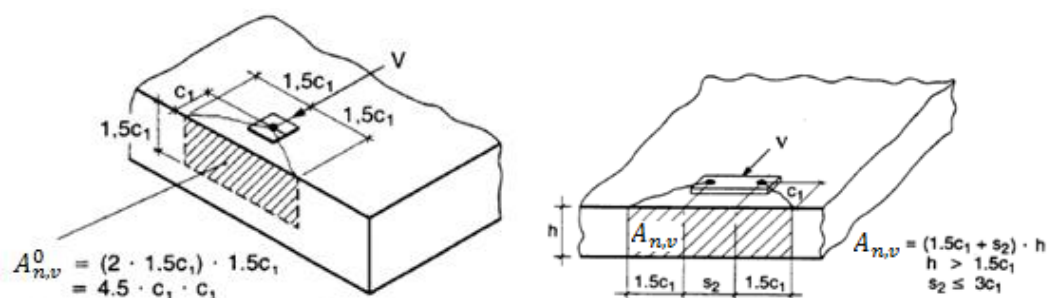
No caso da condição anterior não ser respeitada para todas as direcções, a resistência é dada pela expressão a seguir:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{n,v}}{A_{n,v}^0} \times \psi_{s,v} \times \psi_{h,v} \times \psi_{a,v} \times \psi_{ec,v} \times \psi_{re,v}$$

Tendo em atenção que a distância do grupo de buchas à extremidade é inferior ao mínimo requerido, o valor de $A_{n,v}^0$ pode ser determinado a partir do seguinte produto (Figura 4.82 e Figura 4.84):

$$A_{n,v}^0 = 4,5 c_1^2 \Rightarrow A_{n,v}^0 = 28800 \text{ cm}^2$$

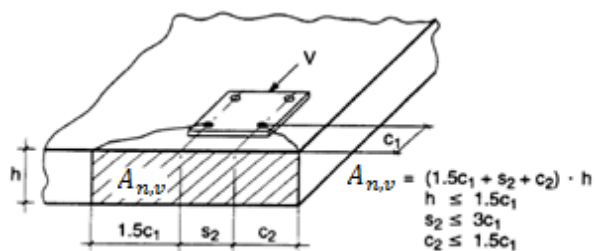
²³ A diferença de diâmetros adoptados pela HILTI está relacionada com o facto de num parafuso existir uma zona roscada, o núcleo (Silva & Santiago, Manual de ligações metálicas, 2003).



Idealize concrete cone area for a single anchor

single anchor at a group of anchors in a thin concrete member

Figura 4.82 – Área de influência de uma bucha individual próxima de um bordo ou extremidade (TR029, 2007)



group of anchors at a corner in a thin concrete member

Figura 4.83 – Área de influência de um grupo de buchas próximo de um bordo ou extremidade (TR029, 2007)

Considerando a fixação não encostada à parede, para uma bucha individual inserida num grupo de buchas, tem-se a seguinte expressão (Figura 4.78 e Figura 4.79):

$$A_{n,v} = \left(1,5 \times c_1 + \frac{s_1}{2}\right) \times h = 2600 \text{ cm}^2$$

Para um grupo de buchas, tem-se a expressão seguinte (Figura 4.83):

$$A_{n,v} = (1,5 \times c_1 + s_1 + 1,5 \times c_1) \times h = 5200 \text{ cm}^2$$

As forças causadas pelo vento de sucção (Figura 4.84) têm de ser consideradas, pois são influenciadas pela proximidade de uma extremidade.

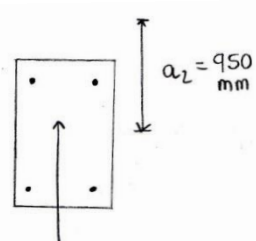


Figura 4.84 – Restrição geométrica para vento de sucção

As forças incidentes devidas ao vento, como representado na Figura 4.85, são influenciadas pela proximidade da extremidade da viga-parede de betão, sendo necessário considerá-las.

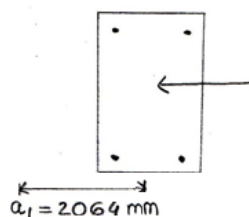


Figura 4.85 - Restrição para ação lateral provocada pelo vento

A expressão para o valor característico inicial é:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \times d^\alpha \times h_{ef}^\beta \times \sqrt{f_{ck}} \times c_1^{1,5}$$

Com $h_{ef} = 170 \text{ mm}$ e $k_1 = 2,4$ para betão não fendilhado.

Os valores de α e β são obtidos pelas seguintes expressões:

$$\alpha = 0,1 \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0,5} = 0,046 ; \beta = 0,1 \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0,2} = 0,048$$

Assim, o valor característico inicial é $V_{Rk,c}^0 = 485,64 \text{ kN}$.

A expressão do coeficiente $\psi_{s,v}$, que tem em conta a distribuição de tensões no betão devido à proximidade do bordo é:

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \times \frac{c_2}{1,5 \times c_1} \leq 1,0 \Rightarrow \psi_{s,v} = 1,19 \Rightarrow \psi_{s,v} = 1,0$$

A expressão do coeficiente $\psi_{h,v}$, que tem em conta o facto de o corte não decrescer proporcionalmente à espessura de elemento, é:

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \times c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1,0 \Rightarrow \psi_{h,v} = 2,45$$

O valor do coeficiente $\psi_{\alpha,v}$, que tem em conta o ângulo entre a carga aplicada e a direcção perpendicular ao bordo livre ($\alpha_v \leq 90^\circ$), é obtido através da expressão:

$$\psi_{\alpha,v} = \sqrt{\frac{1}{\cos^2(\alpha_v) + \left(\frac{\sin(\alpha_v)}{2,5} \right)^2}} \geq 1,0$$

Como simplificação adopta-se $\psi_{\alpha,v} = 1,0$ (valor do lado da segurança).

A expressão do coeficiente $\psi_{ec,v}$, que tem em conta a existência de diferentes esforços de corte nas buchas do grupo, é:

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + 2l_v/3c_1} \leq 1,0$$

Onde, l_v é a excentricidade resultante da carga de corte actuante nas buchas.

Como simplificação adopta-se $\psi_{ec,v} = 1,0$, apesar deste valor não ser conservativo.

Também por simplificação, o coeficiente $\psi_{re,v}$, que tem em conta o efeito da presença de reforços no betão fendilhado, é tomado igual a 1,0 (valor do lado da segurança).

Assim a resistência à rotura pelo bordo de betão para o caso da bucha individual é $V_{Rk,c} = 107,41 \text{ kN}$. Para o grupo de buchas, a resistência à rotura pelo bordo de betão é $V_{Rk,c} = 214,83 \text{ kN}$.

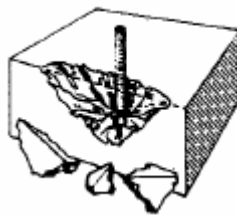


Figura 4.86 – Ruptura por cedência do bordo (Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007)

Determinação da resistência do betão ao corte

Assim, o valor da resistência ao corte do betão (não fendilhado) na vizinhança da bucha individual é:

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}; \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}; \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \right\} = 30,33 \text{ kN}$$

Para o grupo de buchas, o mesmo valor é:

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \frac{4 \times V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}; \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}; \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \right\} = 121,33 \text{ kN}$$

5. Verificação dos estados limites de utilização

Habitualmente considera-se uma construção em condições normais de serviço quando os estados limites de utilização não são excedidos, em particular, em estruturas em aço verificam-se os limites de deformação e de vibração (se relevante). Os valores recomendados para os limites considerados podem ser acordados entre o dono de obra e o projectista, ou alternativamente, adoptam-se os limites especificados nos regulamentos (situação mais comum) (Silva, Simões, & Gervásio, 2010).

Para a estrutura em análise os aspectos importantes envolvendo o estado limite de serviço são o controlo das flechas para impedir estragos nos elementos construtivos, para evitar o desconforto ou sensação de insegurança dos utilizadores da construção, e para garantir uma adequada drenagem da água pluvial.

Deslocamentos horizontais na estrutura porticada

Para as deformações horizontais na estrutura, a verificação do estado limite de deformação é feita para os deslocamentos resultantes da combinação característica (análise elástica da estrutura), conforme apresentado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Deformação horizontal máxima na estrutura para a combinação característica

Direcção do deslocamento ¹	Deslocamento horizontal no topo do piso para a combinação característica ²	Altura do piso	Deformação admissível pelo Anexo Nacional da NP EN 1993-1-1 (h/300)
Menor dimensão da estrutura (não contraventada)	13,9 mm (16,6 mm)	4,20 m	14,0 mm
Maior dimensão da estrutura (contraventada)	0,75 mm (0,90 mm)		
¹ Pretende-se mostrar como o deslocamento horizontal é afectado pela presença de contraventamento. ² Os valores sem parênteses correspondem à utilização de pilares com secção RHS 160x160x10 mm e ligações semi-rígidas, e os valores em parênteses coincidem com a adopção de pilares com secção RHS 160x160x8 mm e ligações perfeitamente rígidas.			

Observe-se que no cálculo das deformações horizontais (devido à acção combinada de forças) estão incluídas não só as características geométricas e mecânicas dos pilares (entre outros elementos) mas também a rigidez rotacional das ligações semi-rígidas (bases de colunas e ligações viga-pilar), pois estas últimas contribuem para o agravamento das deformações horizontais nos pilares.

Não obstante, na presente situação existe uma maior redução nos deslocamentos horizontais ao se usarem secções de pilares com paredes mais espessas do que conceberem-se ligações perfeitamente rígidas, conforme pode ser observado na Tabela 5.1.

Deslocamentos verticais limite de aparência

Para a verificação do estado limite de aparência consideraram-se os deslocamentos resultantes da combinação quase-permanente (análise elástica da estrutura), conforme apresentado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Deformação vertical máxima nos elementos estruturais para a combinação quase-permanente

Elementos estruturais considerados	Deformação elástica da combinação quase-permanente	Vão entre apoios para a deformação considerada	Deformação admissível recomendada (L/300) por (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, Designer's Guide to EN 1990 - Eurocode: Basis of Structural design, 2002)
Viga celular com três tramos contínuos e dois em balanço	18,8 mm (deslocamento vertical na consola)	5,664 m	37,8 mm

Vigas bi-apoiadas com dois balanços	20,8 mm (deslocamento vertical na consola)	5,664 m	37,8 mm
Vigas suspensas com duplo entalhe nas extremidades	23,1 mm (deslocamento vertical no vão)	12,847 m	42,8 mm
Vigas contínuas de dois tramos	5,4 mm (deslocamento vertical entre vãos)	8,487 m	28,3 mm

Observe-se que no cálculo das deformações verticais, ambas as flechas por flexão e corte foram calculadas usando as propriedades elásticas das secções. No caso das vigas celulares foram tidas em contas as flechas secundárias que sucedem nas aberturas e as flechas de flexão (primárias) devidas à flexão global da viga.

Deslocamento vertical limite para assegurar drenagem da água

Deformações verticais em elementos estruturais

Para as deformações verticais nos elementos estruturais, a verificação do estado limite de deformação é feita para os deslocamentos resultantes da combinação característica (análise elástica da estrutura), conforme apresentado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Deformação vertical máxima nos elementos estruturais para a combinação característica

Elementos estruturais considerados	Deformação elástica da combinação rara	Vão entre apoios para a deformação considerada	Deformação admissível recomendada (L/250) pelo Anexo Nacional da (NP EN 1993-1-1, 2010)
Viga celular com três tramos contínuos e dois em balanço	18,8 mm (deslocamento vertical na consola)	5,664 m	45,3 mm
Vigas de bi-apoiada com dois balanços	20,8 mm (deslocamento vertical na consola)	5,664 m	45,3 mm
Vigas suspensas com duplo entalhe nas extremidades	23,1 mm (deslocamento vertical no vão)	12,847 m	51,4 mm
Vigas contínuas de dois tramos	5,4 mm (deslocamento vertical entre vãos)	8,487 m	33,9 mm

Deformações verticais no revestimento da cobertura frágil

No caso da cobertura envidraçada, a verificação do estado limite de deformação é feita para os deslocamentos verticais provenientes da combinação característica (análise elástica da estrutura) e considerando as propriedades elásticas do material (ver Figura 5.1); os resultados estão resumidos na Tabela 5.4.

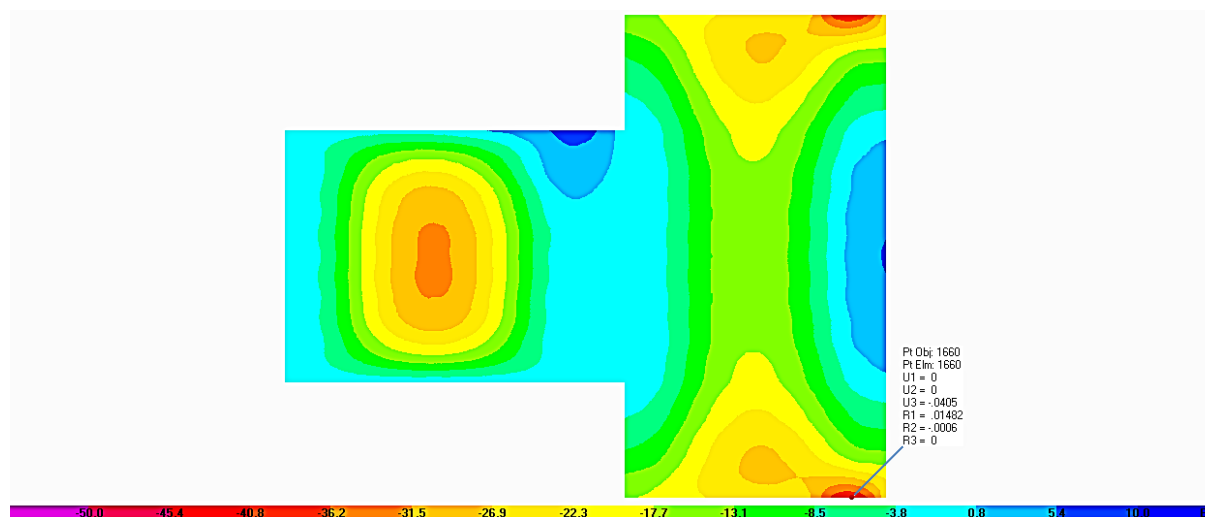


Figura 5.1 – Deformações verticais na cobertura envigada para a combinação característica

Tabela 5.4 – Deformação vertical máxima na cobertura em vidro para a combinação característica

Tabela 3.1 - Deformação vertical máxima na cobertura em vidro para a combinação característica			
Sentido do deslocamento vertical	Deformação elástica da combinação característica	Vão entre apoios para a deformação considerada	Deformação admissível recomendada ¹ (L/250) pelo Anexo Nacional da (NP EN 1993-1-1, 2010)
Favorável à gravidade (peso próprio do vidro)	43 mm	12,847 m	51,4 mm
Contrário à gravidade (acção do vento sobre a maior dimensão)	28,6 mm		
¹ Limite recomendado para o deslocamento vertical em coberturas com acabamento em materiais frágeis.			

Inclinação da drenagem do elemento cobertura

Com base no *DESENHO N°50* (ver Anexo 1) sabe-se que a inclinação de drenagem do elemento cobertura é de 1,5%, porém esse declive adoptado pela equipa projectista não verifica as recomendações para coberturas de grande vão relativamente às disposições construtivas de drenagem, a saber (ver Apêndice 1): inclinação mínima de 7,5%, caso não exista drenagem interna; inclinação mínima de 2%, caso exista um sistema de drenagem primário e outro secundário.

6. Conclusões e comentários finais

Após uma análise da estrutura metálica e verificação da segurança de todos os seus elementos e ligações, verificou-se que todos eles estão do lado da segurança assumindo a acção do vento idêntica à do vento em Lisboa segundo o RSA – Decreto-Lei n.º235/85, quer seja considerada ou não a rigidez real das ligações. Em seguida, efectuam-se alguns comentários finais sobre as decisões do projectista e também acerca da utilização da capacidade resistente de algumas componentes de projecto.

No caso da viga disposta no perímetro da estrutura, dado se utilizar apenas uma única secção transversal, IPE 600, resulta que apenas existem duas secções efectivamente críticas, nomeadamente nos locais de suporte onde a viga de bordadura está bi-apoiada e tem dois balanços (subcapítulo 4.1). Nessas secções, $E_d/R_d = 0,91$, admitindo o comportamento estimado das ligações e $E_d/R_d = 0,96$, considerando o comportamento real das ligações. Assim, existe sobredimensionamento da viga de bordadura nas restantes secções, nomeadamente, no trecho de viga com duplo entalhe ($E_d/R_d = 0,75$ para comportamento estimado de ligações) e também no tramo da viga contínua de dois tramos ($E_d/R_d = 0,25$ para comportamento estimado de ligações), conforme é reportado nos subcapítulos 4.5 e 4.6, respectivamente.

Na verificação da segurança das vigas celulares foram tidas em conta diferentes abordagens para se avaliar a resistência aos efeitos locais (flexão na faixa da alma e flexão Vierendeel nos tês) e à instabilidade global, nomeadamente: o modelo de escora e a abordagem das curvas de dimensionamento (recomendado pela Pré-Norma do Eurocódigo 3) para a flexão na faixa da alma; o modelo de resistência – formação de 4 rótulas plásticas – e a abordagem de Sahmel – formação da 1ª rótula plástica – (recomendado pela Pré-Norma do Eurocódigo 3) para a flexão Vierendeel; o modo de encurvadura lateral-torsional enquanto único modo de instabilidade (recomendado pela Pré-Norma do Eurocódigo 3), ou eventualmente também um modo de encurvadura lateral-distorcional. Concluiu-se que, em geral, os resultados provenientes das diferentes abordagens são praticamente iguais (conforme é mostrado no subcapítulo 4.2). Acrescente-se ainda que o maior rácio de utilização da capacidade resistente das vigas celulares (E_d/R_d) é igual a 0,91, coincidindo com a secção não perfurada no apoio e atendendo ao comportamento estimado das ligações (subcapítulo 4.2).

De forma similar às vigas celulares, também na verificação da segurança das vigas com duplo entalhe se calculou o momento crítico elástico através de dois autores diferentes, e chegou-se à conclusão que a expressão proposta pela Convenção Europeia da Construção Metálica (ECCS) é mais conservativa e de manejo muito mais simples (subcapítulo 4.5).

A maior vantagem da utilização da treliça Vierendeel reside na possibilidade de controlar a distribuição de esforços em função da inércia das suas cordas (subcapítulo 2.4), isto é, o projectista pôde prever com clareza o comportamento da treliça a partir da escolha da inércia dos seus elementos (as cordas superior e inferior estão sujeitas apenas a esforço axial e os esforços nos pendurais crescem gradualmente até ao suporte concebido pelo elemento central). Uma decisão também relevante foi a opção de se utilizarem elementos com secção cruciforme nos pendurais, os quais produziram uma ligação com o elemento central mais resistente e mais rígida do que uma ligação tubo com tubo, pois a chapa longitudinal ao atravessar o tubo CHS produz um aumento significativo na rigidez da ligação (subcapítulo 4.15). Outro aspecto importante é o funcionamento do elemento central da treliça Vierendeel como contraventamento discreto completo, visto serem satisfeitas as exigências de robustez e rigidez e todas as suas ligações serem rígidas (subcapítulos 4.3, 4.12 e 4.13).

No que se refere ao maior rácio de utilização da capacidade resistente dos elementos utilizados nas treliças Vierendeel, obteve-se (admitindo o comportamento estimado das ligações): i) uma relação $E_d/R_d = 0,68$ para o elemento central (subcapítulo 4.3); ii) uma relação $E_d/R_d = 0,76$ para a corda mais esforçada (subcapítulo 4.4); iii) uma relação $E_d/R_d = 0,43$ para o pendural mais esforçado (subcapítulo 4.7). Importa salientar que, na verificação da segurança da peça não prismática com secção cruciforme se utilizou o método dos elementos finitos através dos programas SAP2000 e ANSYS para estudar a estabilidade elástica linear e não linear geométrica e material, tendo-se verificado existirem imprecisões no software SAP2000 quando se utilizam elementos do tipo casca

espessa devido à sobrestimação da rigidez de corte (não resolve totalmente o aparecimento do fenómeno de travamento por corte), comumente designada por shear-locking (Apêndice 10). Também se observou que as condições de fronteira da extremidade soldada da peça cruciforme ao tubo CHS dependem do comportamento do vidro enquanto diafragma (recorrendo à prEN 13474-2, a deformação de cada painel não deve exceder $L/200$, sendo L o comprimento do painel); esta conclusão foi obtida a partir da avaliação do comportamento da ligação (Apêndice 11) e dos cálculos efectuados para determinar a rigidez rotacional correspondente a um pendural genérico da treliça *Vierendeel* através do método dos deslocamentos (Apêndice 12).

A análise das ligações viga-viga permitiu concluir que estas têm resistência suficiente às acções externas e satisfazem os critérios de resistência das ligações articuladas, mas estão em risco de rotura frágil e apenas têm a capacidade de rotação estritamente necessária para que as ligações se possam considerar como articuladas (subcapítulo 4.11). No que diz respeito às ligações articuladas envolvendo chapas de fixação com buchas (subcapítulo 4.17), verificou-se que são respeitados os requisitos de resistência mas não se garante uma adequada capacidade de rotação e ductilidade (existe excesso de deformação, isto é, os estados limites de utilização não verificam a segurança).

Também derivado do estudo das juntas entre elementos, foi possível concluir que as ligações com gousset curvo possuem resistência suficiente para mobilizar a capacidade resistente do elemento mais fraco, têm uma configuração geométrica que satisfaz as boas práticas de traçado, e não têm capacidade de rotação fora do plano para melhorar o comportamento das cordas da Treliça *Vierendeel* quando sob esforço de compressão (subcapítulo 4.12).

A fim de averiguar se a estrutura possuía uma robustez mínima para impedir a rotura causada por danos acidentais, efectuou-se ao nível das ligações a verificação à amarração mínima regulamentar, donde se concluiu que as ligações oferecem garantias de integridade estrutural.

Para completar o estudo das juntas, efectuou-se uma análise das ligações viga-pilar e das bases de pilar segundo as cláusulas existentes na Parte 1.8 do Eurocódigo 3, concluindo-se que estas podem classificar-se como ligações semi-rígidas e com resistência parcial (subcapítulos 4.9 e 4.10). No caso da ligação viga IPE com pilar RHS seguiu-se a analogia do método de cálculo para juntas estruturais de perfis em H ou em I (Apêndice 16). É importante também referir que na verificação da segurança da base do pilar se consideraram os mecanismos de rotura plástica associados à peça em tê equivalente traccionada para o caso de uma chapa de extremidade com uma linha de quatro chumbadouros, sendo esta uma situação especial não abrangida pelas regras da Parte 1.8 do Eurocódigo 3 (Apêndice 15).

Na análise de estabilidade global da estrutura, considerou-se a existência de um elemento (uniforme) inserido no pórtico que instabiliza em simultâneo com o pórtico para um dado carregamento, e por isso admitiu-se que o multiplicador de carga crítica mínimo da estrutura é igual ao multiplicador de carga crítica mais baixo dos pilares. Na avaliação da carga crítica mais baixa dos pilares utilizaram-se dois métodos distintos e obteve-se pelo método simplificado mais recente resultados que favorecem mais segurança, apesar de existirem diversas publicações que defendem o método teórico mais antigo (capítulo 3). Como consequência da análise de sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, concluiu-se que uma análise de primeira ordem era suficiente para se determinar os esforços e deslocamentos instalados na estrutura, e ainda que as ligações semi-rígidas podem ser consideradas como rígidas na direcção em que a estrutura está contraventada (subcapítulo 3.3).

A introdução no modelo estrutural da rigidez real das ligações não produziu mudanças significativas na distribuição de esforços nos elementos; mais especificamente, as diferenças obtidas são da ordem de 15%, pelo que só por elas não há necessidade de aumentar (ou reduzir) as secções transversais dos elementos estruturais.

No entanto, a introdução de molas na base dos pilares e nas ligações viga-pilar leva a que nos estados limites de serviço o deslocamento horizontal esteja próximo do limite regulamentar ($E_d/C_d = 0,99$); importa referir que seria possível adoptar um perfil mais baixo (de menor espessura) caso as ligações fossem rígidas, mas em termos de benefício/custo é preferível adoptar um pilar com maiores

dimensões ao invés de se conceberem ligações rígidas (capítulo 5). Por outro lado, refira-se que o maior rácio de utilização da capacidade resistente dos pilares, E_d/R_d , é igual a 0,21 (coincidindo com a secção da base do pilar), considerando o comportamento real das ligações (subcapítulo 4.8).

No que respeita ao estado limite de deformação relativo ao deslocamento vertical máximo na parte suspensa da cobertura, verificou-se que o vidro estrutural foi a componente mais decisiva no dimensionamento com uma relação $E_d/C_d = 0,84$ (capítulo 5), e com deslocamento no sentido favorável ao da gravidade.

Em seguida, sugerem-se possíveis razões que levaram à ocorrência do sobredimensionamento das componentes e ligações estruturais: i) a redução de custos não compensa o tempo (ou dinheiro) despendido na elaboração do projecto; ii) o tempo exigido pelo dono de obra para elaboração do projecto é demasiado curto para que se consiga efectuar um dimensionamento preciso; iii) a utilização de vigas com inércia variável pode levar a excentricidades (imperfeições geométricas ou perda de verticalidade das cargas concentradas) não toleráveis ao comportamento do vidro enquanto diafragma, ou, devido à maior diversidade de ligações produz-se um maior custo na execução da obra que não é compensatório; iv) a standardização das ligações a efectuar conduz a uma execução mais rápida.

Por fim, refira-se que a adopção do vento básico de Lisboa, $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$, ao invés de se realizar uma quantificação do vento referente a Luanda ($v_{b,0} = 16,5 \text{ m/s}$, como apresentado no Apêndice 3) conduz a um aumento de aproximadamente 80% da acção do vento. Acrescente-se que, em relação aos esforços actuantes decorrentes da quantificação das acções do vento pela Parte 1-4 do EC1, existe um agravamento mínimo do momento flector nas secções críticas na ordem de 30 %, o que significa que, adoptando o vento de Lisboa, a segurança da estrutura não está assegurada segundo as recomendações dos Eurocódigos (conforme é mostrado nos diagramas de esforços indicados nos subcapítulos 4.1, 4.2, 4.5 e 4.6).

Bibliografia

- [1] Abecasis, T. (2005). 8º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil / UNIC 2005. *Estruturas de cobertura para grandes vãos*. Portugal: UNIC - Centro de Investigação em Estruturas e Construção.
- [2] Abecasis, T. (2007). Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais. *Ligações de peças metálicas ao betão com buchas - Conceção e pormenorização*.
- [3] Abecasis, T. (2008). *Concepção de estruturas metálicas*. Portugal: Ordem dos Engenheiros.
- [4] Abecasis, T., & Cima Gomes, F. (2012). *Comunicação pessoal*. Portugal: Tal Projecto - Projectos, estudos e serviços de engenharia, Lda.
- [5] ACI 318-08. (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary. *Appendix D - Anchoring to concrete*. United States of America: ACI - American Concrete Institute.
- [6] Ali, M., Fan, F., Khakina, P., & Ma, H. (2013). International Journal of Civil, Architectural Science and Engineering Vol. 7 - Nº 1. *Cost-Effective Design of space structures joints: A review*. United States of America: World Academy of Science, Engineering and Technology.
- [7] Almeida, J. (2009). *Disciplina de estruturas metálicas*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Univerdade Nova de Lisboa.
- [8] Almeida, J. (2012). *Comunicação pessoal*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [9] Alpuim, T. (2008). *Introdução à Estatística*. Portugal: Departamento de Estatística e Investigação Operacional da Faculdade de Ciências - Universidade de Lisboa.
- [10] Alves, E. (2009). SAP2000 - Nível base. *Software integrado para a análise e dimensionamento de estruturas*. Portugal: CSI - Computers and Structures, Inc.
- [11] Anderson, J., & Trahair, N. (1972). Journal of the Structural Division 98 (ST1). *Stability of monosymmetric beams and cantilevers*. United States of America: ASCE - American Society of Civil Engineers.
- [12] Andrade, A., Camotim, D., & Providência e Costa, P. (2007). Journal of Constructional Steel Research 63. *On the evaluation of elastic critical moments in doubly and singly symmetric I-section cantilevers*. United Kingdom: Elsevier Science.
- [13] Andrade, A.S. et al. (1938-1976). Anuário Meteorológico do Observatório João Capelo. Angola: Observatório João Capelo.
- [14] ANSI/AISC 360-05. (2005). An American National Standard. *Specification for Structural Steel Buildings*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [15] Aristizabal-Ochoa, J. (1994). Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 4. *K-Factor for columns in any type of construction: nonparadoxical approach*. United States of America: ASCE - American Society of Civil Engineers.

- [16] Aristizabal-Ochoa, J. (1997). *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 6. *Story stability of braced, partially braced, and unbraced frames: classical approach*. United States of America: ASCE - American Society of Civil Engineers.
- [17] ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. United States of America: ASCE - American Society of Civil Engineers.
- [18] Astaneh-Asl, A. (1998). *Seismic behavior and design of gusset plates*. United States of America: Steel Tips.
- [19] Astaneh-Asl, A. (2010). *Gusset plates in steel bridges - Design and evaluation*. United States of America: Steel Tips.
- [20] Astaneh-Asl, A., Cochran, M., & Sabelli, R. (2006). *Seismic detailing of gusset plates for special concentrically braced frames*. United States of America: Steel Tips.
- [21] Atelier Fernando Jorge Correia - Sociedade de Arquitectura de Interiores SA. (2008). *Hotel da Ilha do Cabo em Luanda*. Obtido de Hotel da Ilha: www.atelierfernandojorgecorreia.pt
- [22] Attard, M. (1986). *Computers & Structures* Vol.23 No.2. *Lateral Buckling Analysis of Beams by the Finite Element Method*. United Kingdom: Pergamon Press.
- [23] Baar, S. (1968). *Etude théorique et expérimentale du déversement des poutres à membrures tubulaires*. Belgique: Institut de mécanique - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège.
- [24] Baar, S., & Raskin, M. (1970). Research Project 12A-70/34E. *Investigation of space structure joints: Critical study of available systems*. Belgium: SERCoM - Steel Structures Research Centre.
- [25] Barber, J. (1978). *Journal of strain analysis* Vol.13 No.2. *Force and displacement influence functions for the circular ring*. United Kingdom: IMechE - The Institution of Mechanical Engineers.
- [26] BCSA; TATA Steel; SCI & Steel Knowledge. (2012). Obtido de Encyclopedia for UK steel construction information: SteelConstruction.info
- [27] Blindex - Vidros de Segurança Lda. (2012). *Temperado ou laminado, vidro de segurança é Blindex*. Obtido de Pisos e escadas de vidro: www.blindex.com
- [28] Blodgett, O. (1966). *Design of welded structures*. U.S.A. - United States of America: The James F. Lincoln and Welding Foundation.
- [29] Bouguin, V. (2000). *Rectangular hollow section column bases, report*. France: Département de génie civil de l'Institut Sciences de l'ingénieur - Université Blaise Pascal.
- [30] Bourrier, P., & Brozzetti, J. (1996). *Construction métallique et mixte acier-béton. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4*. France: Eyrolles.
- [31] Branco, C. (2011). *Mecânica dos Materiais*. Portugal: Fundação Calouste Gulbenkian.

- [32] Brazão Farinha J.S.; Brazão Farinha M.; Brazão Farinha J.P. (2006). *RSA Anotado. Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes - Incluindo Eurocódigos*. Portugal: Gustave Eiffel.
- [33] Brettle, M., & Brown, D. (2009). SCI Publication N°362. *Steel Building Design: Concise Eurocodes*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [34] Brown, V. (1988). Doctoral Dissertation. *Stability of gusset connections in steel structures*. United States of America: Department of civil engineering - University of Delaware.
- [35] BS 4360. (1990). British Standard Specification for. *Weldable structural steels*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [36] BS 5950-1. (2000). British Standard. *Structural use of steelwork in Building - Part 1: Code of practice for design - Rolled and welded sections*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [37] BS 6399-2. (1997). British Standard. *Load for buildings - Part 2: Code of practice for wind loads*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [38] BS EN 1991-1-7. (2006). British Standard. *Eurocode 1 - Actions of structures - Part 1-5: General actions - Accidental actions*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [39] BS EN 1993-1-5. (2006). British Standard. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [40] Bureau, A. (2005). SN003. *NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling*. United Kingdom: Access Steel.
- [41] Camotim, D., Basaglia, C., & Silvestre, N. (2010). *Disciplina de estruturas metálicas e mistas*. Portugal: Secção de Mecânica Estrutural e Estruturas do Instituto Superior Técnico - Univesidade Técnica de Lisboa.
- [42] Casella, G., & Berger, R. (2002). *Statistical Inference*. United States of America: Duxbury Advanced Series.
- [43] Castro, L. (2009). *Método dos Elementos Finitos: Análise de Pórticos Planos*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico - Univesidade Técnica de Lisboa.
- [44] CEB - Comité Euro-Internacional du Béton. (1997). Design Guide. *Design of fastenings in concrete*. United Kingdom: Thomas Telford.
- [45] Chajes, A. (1974). *Principles of Structural Stability Theory*. United States of America: Prentice-Hall.
- [46] Chantrain, P., & Schleich, J. (1997). European Coal and Steel Community research - Steel technical report. *Simplified Version of Eurocode 3 for usual buildings*. Luxembourg: European Commission.
- [47] Cheng, J. (1993). Journal of Constructional Steel Research 25. *Design of steel beams with end copes*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.

- [48] Cheng, J., Kulak, G., & Khoo, H. (1998). Canadian Journal of Civil Engineering Vol.25. *Strength of slotted tubular tension members*. Canada: NRC - Research Press.
- [49] Cheng, J., Yura, J., & Johnson, C. (1984). Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 841. *Design and behaviour of coped beam*. United States of America: Department of civil engineering - University of Texas.
- [50] Chica, J. (2006). SN045. *NCCI: Column base stiffness for global analysis*. United Kingdom: Access Steel.
- [51] Chilton, J. (2000). *Space grid Structures*. United Kingdom: Architectural Press.
- [52] Chung, K., Liu, T., & Ko, A. (2001). Journal of Constructional Steel Research 57. *Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [53] Cima Gomes; Biscaia, N. (2008). Hotel da ilha: fundações e estruturas. Portugal: TALProjecto.
- [54] Cismasiu, I. (2004). Elementos de apoio. *Estática*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [55] Cismasiu, I., & Cismasiu, C. (2009). *Análise de Estruturas I*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [56] Cochran, M. (2003). Proceedings from the North American Steel Construction Conference - NASCC. *Seismic design and steel connection detailing*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [57] Cochran, M., & Honeck, W. (2004). *Design of Special concentric braced frames*. United States of America: Steel Tips.
- [58] Coelho, A. (2004). *Characterization of the ductility of bolted end plate beam-to-column steel connections*. Portugal: Universidade de Coimbra.
- [59] Collaborative Solutions, Inc. (2000). *Tips & Tricks: Structural Surface Effect Elements*. United States of America: CSI ANSYS Technical Support.
- [60] Collaborative Solutions, Inc. (2000). *Tips & Tricks: Structural Shell Elements*. United States of America: CSI ANSYS Technical Support.
- [61] Commission des Règles CM 66. (1966). *Règles de calcul des constructions en acier*. France: Éditions Eyrolles.
- [62] Cook, N. (2007). *Designer's guide to EN 1991-1-4 - Eurocode 1: Actions on Structures, General actions - Part 1-4: Wind Actions*. United Kingdom: Thomas Telford.
- [63] CSI. (2009). CSI Analysis Reference Manual . *For SAP2000, ETABS, and SAFE*. United States of America: CSI - Computers & Structures, Inc.
- [64] CSI. (2009). SAP2000 Basic Analysis Reference Manual. *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*. United States of America: CSI - Computers and Structures, Inc.

- [65] D'Arga e Lima, J. (2011). *Betão Armado (REBAP-83). Armaduras - Caracterização, Fabrico, Colocação e Pormenorização*. Portugal: LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [66] Darwin, D. (2003). *Steel design guide 2. Steel and composite beams with web openings*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [67] Davison, B., & Owens, G. (2003). *Steel Designers' Manual*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [68] Disque, R. (1984). *Engineering for Steel Construction*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [69] Dowling, P., Knowles, P., & Owens, G. (1988). *Structural Steel Design*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [70] ECCS TC10 - Connections/COST C1 - European Project. (1999). *Column Bases in Steel Building Frames*. Germany: Klaus Weynand - RWTH Aachen University.
- [71] ECCS TC8 - Structural stability. (1976). ECCS Publication N° 22. *Manual on stability of steel structures*. Belgium: ECCS - European Convention for constructional steelwork.
- [72] ECCS TC8 - Structural stability. (2006). ECCS Publication N°119. *Rules for member stability in EN 1993-1-1*. Belgium: ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.
- [73] EN 572-1. (2004). European Standard. *Glass in building - Basic soda lime silicate glass products - Part 1: Definitions and general physical and mechanical properties*. Belgium: CEN - European committee for standardization.
- [74] EN ISO 12543-1. (1998). European Standard. *Glass in building - Laminated glass and laminated safety glass - Part 1: Definitions and description of component parts*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [75] ENV 1993-1-1:1992. (1992). Annex J. *Beam-to-column connections*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [76] ENV 1991-2-4. (1998). European Prestandard . *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-4: Actions on structures. Wind actions*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [77] ENV 1993-1-1. (1992). European Prestandard. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [78] ENV 1993-1-1:1992. (1992). Annex E. *Buckling length of a compression member*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [79] ENV 1993-1-1:1992. (1992). Annex L. *Design of column bases*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [80] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998. (1998). Annex J. *Joints in building frames*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.

- [81] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998. (1998). Annex N. *Openings in webs*. United Kingdom: BSI - British Standards Institution.
- [82] Escrig, F., & Sánchez, J. (2004). A New Roof Grif to Cover a Large Area: The Vierendeel Solution. *International Journal of Space Structures* N° 4. United Kingdom: Multi-Science Publishing Co. Ltd.
- [83] ETA-05/0255. (2011). European Technical Approval. *Hilti HVU with HAS and his elements*. Germany: EOTA - European Organisation for Technical Approvals.
- [84] ETAG 001-05. (2008). Guideline for european technical approval 001 - Part 5. *Metal Anchors for use in concrete*. Germany: EOTA - European Organisation for Technical Approvals.
- [85] ETAG No 001. (2010). Guideline for european technical approval of metal anchors for use in concrete. *Annex C: Design methods for anchorages*. Belgium: EOTA - European Organisation for Technical Approvals.
- [86] EURONORM 19-57. (1957). Version française. *Poutrelles IPE - Poutrelles à ailes parallèles*. France: Association française de normalisation - AFNOR.
- [87] Evans, J., & Iles, D. (2002). SCI Publication N°185. *Steel Bridge Group: Guidance notes on best practice in steel bridge construction*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [88] Fakury, R., & Silva, R. (1999). Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Vol. 15. *O método dos elementos finitos aplicado à flambagem lateral com torção*. Espanã: Universitat Politècnica de Catalunya.
- [89] FAO. (2006). Folha 89 - Mapa topográfico de Luanda na escala 1:100 000. *Atlas dos Municípios de Angola*. Angola: FAO - Organização das Nações Unidas para a Agricultura e a Alimentação.
- [90] Farinha, J.S. Brazão. (1978). Vigas Vierendeel simples. Portugal: "Técnica" Revista de Engenharia N°447.
- [91] Galambos, T. (1998). *Guide to stability design criteria for metal structures - 5th ed.* United States of America: John Wiley & Sons, Inc.
- [92] Gardner, L., & Nethercot, D. (2005). *Designer's guide to EN 1993-1-1 - Eurocode 3: Design of steel structures - General rules and rules for buildings*. United Kingdom: Thomas Telford.
- [93] Garg, N. (2007). *Guidelines for Use of Glass in Buildings*. India: New Age International Publishers.
- [94] Geschwindner, L. (2011). *Unified design of steel structures*. United States of America: John Wiley & Sons.
- [95] Gizejowski, M. A., & Barszcz, A. M. (2000). *Semirigid joints in metal and composite structures*. Poland: Faculty of Civil Engineering - Warsaw University of Technology.
- [96] Google. (2012). *Google Maps*. Obtido de <http://maps.google.pt/>
- [97] Gorenc, B. E., Tinyou, R., & Syam, A. (2005). *Steel Designer's Handbook*. Australia, Australia: University of New South Wales Press Ltd.

- [98] Gramaxo, F. (2009). Dimensionamento das ligações estruturais aço-betão. *VII Congresso de Construção Metálica e Mista*. Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [99] Gresnigt, N.; Romeijn, A.; Wald, F.; Steenhuis, M. (2008). *Heron Journal 53. Column bases in shear and normal force*. Netherlands: Delft University of Technology.
- [100] Gulvanessian, H., & Holický, M. (2002). *Reliability based calibration of Eurocodes considering a steel member*. Switzerland: JCSS - Joint Committee on Structural Safety.
- [101] Gulvanessian, H., Holický, M., & Calgaro, J. (2002). *Designer's Guide to EN 1990 - Eurocode: Basis of Structural design*. United Kingdom: Thomas Telford.
- [102] Gulvanessian, H., Holický, M., Vrouwenvelder, T., Materna, A., Sedlacek, G., Sanpaolesi, L., & Kovse, I. (2005). *Handbook 3 - Actions effects for buildings*. Germany: Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.
- [103] Hillier, M., Lawson, R., & Gorgolewski, M. (1998). SCI Publication N° 246. *Over-roofing of Existing Buildings using Light Steel*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [104] HILTI. (2009). *Anchor Fastening Technology Manual*. Liechtenstein: Hilti Corporation.
- [105] Hirt, M., & Bez, R. (1994). *Construction Métallique - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement, Volume 10*. Switzerland: Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [106] Hirt, M.A.; Crisinel, M. (2005). *Charpentes Métalliques - Conception et dimensionnement des halles et bâtiments, Volume 11*. Switzerland: Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [107] Horne, M. (1960). *The Structural Engineer, Vol. 38. The elastic lateral stability of trusses*. United Kingdom: Istructe - Institution of Structural Engineers.
- [108] Hughes, A., Iles, D., & Malik, A. (2011). SCI Publication N°385. *Design of steel beams in torsion*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [109] Iles, D. (2010). SCI Publication N°356. *Composite highway bridge design*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [110] Itamaracá. (2003). *Spiders - Catálogo completo. A mais completa linha de spider e acessórios do mercado*. Brasil: Itamaracá - Ferragens Especiais em Aço Inoxidável, Projectos e Consultoria Técnica, Instalações.
- [111] Jaspart, J.P. et al. (2009). ECCS Publication N° 126. *European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures*. Belgium: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- [112] Jaspart, J.P.; Wald, F.; Weynand, K.; Gresnigt, A.M. (2008). *Heron Journal 53. Steel column base classification*. Netherlands: Delft University of Technology.
- [113] Junior, J. (1975). *Método de Cross*. Brasil: McGraw Hill.
- [114] Jurasinovic, B., & Nunez, E. (2006). SN018. *NCCI: Tying resistance of a fin plate connection*. United Kingdom: Access Steel.

- [115] Kempner, J., Sheng, J., & Pohle, F. (1957). *Journal of the Aeronautical Sciences* Vol.24 No.2. *Tables and Curves for Deformations and Stresses in Circular Cylindrical Shells Under Localized Loadings*. United States of America: AIAA - Institute of the Aeronautical Sciences.
- [116] King, C. (2006). *New Steel Construction* Vol. 14 No. 4. *Technical - Design of Cruciform Sections using BS 5950-1:2000*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [117] Kirby, P., & Nethercot, D. (1979). *Constrado Monographs. Design for Structural Stability*. United Kingdom: Granada Publishing.
- [118] Kitipornchai, S., Dux, P., & Richter, N. (1983). Buckling and bracing of cantilevers. *Research Report No. CE 42*. Australia: Department of Civil Engineering - University of Queensland.
- [119] Koleková, Y., & Baláz, I. (2012). The 18th International Conference of Engineering Mechanics. *LTB Resistance of Beams Influenced by Plastic Reserve or Local Buckling*. Czech Republic: Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic.
- [120] Kotz, S., & Nadarajah, S. (2000). *Extreme Values Distributions - Theory and Applications*. United Kingdom: Imperial College Press.
- [121] Kulak, G., Fisher, J., & Struik, J. (2001). *Guide to design criteria for bolted and riveted joints*. United States of America: RCSC - Research Council on Structural Connections.
- [122] Lakusic, V., Dzeba, I., & Androie, B. (2008). The 5th European Conference on Steel and Composite Structures. *The buckling curve for lateral-torsional buckling resistance of castellated beams*. Austria: EuroSteel 2008.
- [123] Lawson, R. (1987). SCI Publication N°68. *Design for openings in the webs of composite beams*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [124] Lawson, R., & Hicks, S. (2011). SCI Publication N° 355. *Design of composite beams with large web openings*. United Kingdom: SCI - Steel Construction Institute.
- [125] Lawson, R.M., et al. (2006). *Journal of Constructional Steel Research* 62. *Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [126] Lee, M. (1999). *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 51. *Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements*. United Kingdom: Elsevier Science.
- [127] Lencastre, A., & Franco, F. (2006). *Lições de Hidrologia*. Portugal: Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [128] Lescouarc'h, Y. (1982). *Les pieds de poteaux. Articles en acier*. France: CTICM - Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.
- [129] Lescouarc'h, Y. (1988). *Les pieds de poteaux encastres en acier*. France: CTICM - Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.
- [130] Lindner, F., & Gietzeit, R. (1985). *Der Stahlbau* Nr. 2 Vol. 54. *Zur Tragfähigkeit ausgeklinkter Träger*. Deutschland: Wilhelm Ernst & Sohn.

- [131] Lindner, J. (1996). Engineering Structures, Vol. 18 No. 10. *Influence of constructional details on the load carrying capacity of beams*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [132] Liu, T., & Chung, K. (2003). Journal of Constructional Steel Research 59. *Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigation*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [133] Macedo, C., & Ribeiro, J. (2003). Disciplina de Seminário de Estruturas: Licenciatura em Engenharia Civil. *Ligações de elementos metálicos a elementos de betão armado*. Portugal: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [134] Machacek, J. (2012). Proc. 7th AECEF Symposium Global Issues in Enhancing Civil Engineering Learning, Teaching, Research and Practice. *Erasmus Mundus Master Course in Advanced Steel Structures*. United Kingdom: C. D'Mello.
- [135] Mageirou, G., & Gantes, J. G. (2006). Journal of Constructional Steel Research 62. *Buckling strength of multi-story sway, non-sway and partially-sway frames with semi-rigid connections*. United Kingdom: Elsevier.
- [136] Makowski, Z. (2002). Proceedings of the internacional symposium for lightweight structures in civil engineering. *Development of jointing systems for modular prefabricated steel space structures*. Poland.
- [137] Malik, A. (1993). SCI Publication N°105. *Joints in Simple Construction, Vol.1: Design Methods*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [138] Malik, A. (2005). SN017. *NCCI: Shear resistance of a fin plate connection*. United Kingdom: Access Steel.
- [139] Marreiros, R., & Lúcio, V. (2005). *Estado do conhecimento em aderência de varões nervurados de aço ao betão em elementos de betão armado*. Portugal: UNIC - Centro de Investigação em Estruturas e Construção da UNL.
- [140] Martha, L. (2009). *Métodos básicos da análise de estruturas*. Brasil: Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- [141] Martins, M., & Rebelo, M. (2007). *Introdução à análise numérica*. Portugal: Departamento de Matemática da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [142] Mascarenhas, J. (2006). Sistemas de Construção - Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados em Portugal. *VIII - Estruturas de aço laminado e conformado a frio - Materiais básicos (5ª parte): o gesso, a cal aérea, o cimento e o aglomerado negro de cortiça*. Portugal: Livros Horizonte.
- [143] Mcguire, W., Gallagher, R., & Ziemian, R. (2000). *Matrix Structural Analysis*. United States of America: John Wiley & Sons, Inc.
- [144] Miguens, M. (2009). *Probabilidades e Estatística C: Estatística*. Portugal: Departamento de Matemática da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- [145] Miguens, M. F. (2009). *Probabilidades e Estatística C: Probabilidades*. Portugal: Departamento de Matemática da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.

- [146] Monforton, G., & Wu, T. (1963). Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. ST6. *Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames*. United States of America: ASCE - American Society of Civil Engineers.
- [147] Narayanan, R., Lawless, V., Naji, F., & Taylor, J. (1995). SCI Publication N°115. *Introduction to concise eurocode 3 - with worked examples*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [148] Nethercot, D., Salter, P., & Malik, A. (1997). SCI Publication N°57. *Design of Members subject to combined bending and torsion*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [149] NP EN 1990. (2009). Norma Portuguesa. *Eurocódigo - Bases para o Projecto de Estruturas*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [150] NP EN 1991-1-1. (2009). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [151] NP EN 1991-1-4. (2010). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [152] NP EN 1991-1-5. (2009). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [153] NP EN 1992-1-1. (2010). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [154] NP EN 1993-1-1. (2010). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [155] NP EN 1993-1-8. (2010). Norma Portuguesa. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projecto de ligações*. Portugal: IPQ - Instituto Português da Qualidade.
- [156] Nunez, E. (2006). SN014. *Shear resistance of a simple end plate connection*. United Kingdom: Access Steel.
- [157] Nunez, E. (2006). SN015. *NCCI: Tying resistance of a simple end plate connection*. United Kingdom: Access Steel.
- [158] Ogden, R., & Henley, R. (1996). SCI Publication N°102. *Connections between steel and other materials*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [159] Oliveira, J. T. (1997). *Statistical Analysis of Extremes*. Portugal: Pendor.
- [160] Owens, G., & Cheal, B. (1989). *Structural Steelwork Connections*. United Kingdom: Butterworths.
- [161] Packer, J., & Henderson, J. (1997). *Hollow structural section connections and trusses - Design guide*. Canada: CISC - Canadian Institute of Steel Construction.

- [162] Packer, J., Sherman, D., & Lecce, M. (2010). *Steel design guide 24. Hollow structural section connections*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [163] Packer, J., Wardenier, J., Zhao, X., Van der Vegte, G., & Kurobane, Y. (2009). *Design Guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading*. Germany: CIDECT - Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire.
- [164] Pereira, J., & Semana, P. (2001). *Disciplina de Seminário de Estruturas: Licenciatura em Engenharia Civil. Ligação de elementos de aço a elementos de betão armado mediante o emprego de buchas de tipo HILTI*. Portugal: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [165] Pereira, O. (2003). *Integração numérica e locking*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.
- [166] Picard, A., & Beaulieu, D. (1991). *Calcul des charpentes d'acier*. Canada: CISC - Canadian Institute of Steel Construction.
- [167] Pottage, A. V. (2006). *Method of designing a structural element*. United Kingdom: Fabsec Limited.
- [168] prEN 13474-2. (2000). European Prestandard. *Glass in building - Design of glass panes - Part 2: Design for uniformly distributed loads*. Belgium: CEN - European Committee for Standardization.
- [169] Prochnow, S., R.J., D., Hajjar, J., Ye, Y., & Cotton, S. (2000). Structural Engineering Report No. ST-00-4. *Local flange bending and local web yielding limit states in steel moment-resisting connections*. United States of America: Department of civil engineering of Faculty of Technology - University of Minnesota.
- [170] Raducanu, V. (1997). *Assemblages: Conception d'un noeud industriel pour les grilles de tenségrité*. France: École d'architecture du Languedoc Roussillon - Université Montpellier 2.
- [171] Ramos, A., & Lúcio, V. (2012). *Estruturas de betão armado II*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- [172] Reis, A. (2001). *Dimensionamento de estruturas*. Portugal: Secção de Estruturas e Construção do Instituto Superior Técnico.
- [173] Reis, A., & Abecasis, T. (2001). *Estruturas Especiais e Fundações. Conceção de Edifícios com Estrutura Metálica*. Portugal: Secção de Estruturas e Construção - Instituto Superior Técnico.
- [174] Reis, A., & Camotim, D. (2012). *Estabilidade e dimensionamento de estruturas*. Portugal: Orion.
- [175] Reis, A., Farinha, M., & Farinha, J. (2010). *Tabelas Técnicas*. Portugal: ETL- Edições Técnicas.
- [176] Reis, S., Freitas, A., Araujo, A., & Lima, L. (2011). CMNE - Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia. *Avaliação numérica de ligações tubulares soldadas entre perfis circulares e vigas i considerando o efeito das cargas axiais*. Portugal: APMTAC - Associação Portuguesa de Mecânica Teórica, Aplicada e Computacional.

- [177] Reiss, R., & Thomas, M. (2007). *Statistical Analysis of Extreme Values with Applications to Insurance, Finance, Hydrology and Other Fields*. Germany: Birkhäuser Verlag.
- [178] Requena, J., & Santos, A. (2007). Coleção técnico-científica V&M do Brasil. *Dimensionamento de ligações em barras tubulares de estruturas metálicas planas*. Brasil: Vallourec Tubos do Brasil.
- [179] RSA. (1983). Decreto-Lei N°235/83. *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Portugal: Ministério da Habitação, Obras públicas e transportes.
- [180] Ryan, I. (2006). SN021. *NCCI: Design of simple column bases with shear nibs*. United Kingdom: Access Steel.
- [181] Ryan, I. (2006). SN043. *NCCI: Design of fixed column base joints*. United Kingdom: Access Steel.
- [182] Ryan, I. (2006). SN37. *NCCI: Design model for simple column bases - axially loaded I section columns*. United Kingdom: Access Steel.
- [183] Sadowski, A., & Rotter, J. (2008). International Journal of Mechanical Sciences Vol.74. *Solid or shell finite elements to model thick cylindrical tubes and shells under global bending*. United Kingdom: Elsevier Science Direct.
- [184] Salmon, C., Johnson, J., & Malhas, F. (2009). *Steel atructures - Design and behaviour*. United States of America: Pearson Prentice Hall.
- [185] Santos, A., Requena, J., & Freitas, A. (2002). II Congresso Internacional da Construção Metálica (CICOM). *Ligações de estruturas metálicas tubulares planas: Abordagem teórica*. Brasil: SME - Sociedade Mineira de Engenheiros.
- [186] Schmitke, C., & Kennedy, D. (1984). Structural Engineering Report No. 118. *Effective Lengths of Laterally Unsupported Steel Beams*. Canada: Department of Civil Engineering - University of Alberta.
- [187] SCI/BCSA Connections Group. (1997). SCI Publication N° 207. *Joints in Steel Construction - Moment connections*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [188] SCI/BCSA Connections Group. (2009). SCI Publication N° 212. *Joints in Steel Construction - Simple Connections*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [189] SCI/BCSA Connections Group. (2011). SCI Publication N° 358. *Joints in Steel Construction - Simple Joints to Eurocode 3*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [190] Segui, W. (2013). *Steel design*. United States of America: Cengage Learning.
- [191] Serna, M., López, A., Puente, I., & Yong, D. (2006). Journal of Constructional Steel Research 62. *Equivalent uniform moment factors for lateral-torsional buckling of steel members*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [192] Shi, Y. (2005). Journal of Steel & Composite Structures. *Developing connection design rules in China, 5*. Korea: Techno-Press.

- [193] Silva, L. (2002). RPEE - Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas Vol.51. *Ligações Metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento*. Portugal: LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [194] Silva, L. S., Simões, R. S., & Abecasis, T. (2008). *Disciplina de estruturas metálicas*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade de Coimbra.
- [195] Silva, L., & Gervásio, H. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: Métodos avançados*. Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [196] Silva, L., & Santiago, A. (2003). *Manual de ligações metálicas*. Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [197] Silva, L., Simões, R., & Gervásio, H. (2010). ECCS Eurocode Design Manuals. *Design of Steel Structures*. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.
- [198] Silva, V. D. (2004). *Mecânica e Resistência dos Materiais*. Portugal: ZUARI - Edição de Livros Técnicos.
- [199] Simões da Silva, L., Rebelo, C., & Marques, L. (2009). ICASS 09 - Proceedings of Sixth International Conference on Advances in Steel Structures. *Application of the general method for the evaluation of the stability resistance of non-uniform members*. Republic of China: Hong Kong Polytechnic University.
- [200] Simões, R. (2007). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [201] Sousa, C., & Esteves, E. (2007). *Análise de dados e planeamento experimental*. Portugal: Escola Superior de Tecnologia - Universidade do Algarve.
- [202] Steenhuis, C., Wald, F., Sokol, Z., & Stark, J. (2008). Heron Journal 53. *Resistance and Stiffness of Concrete in Compression and Base Plate in Bending*. Netherlands: Delft University of Technology.
- [203] Sweedan, A. (2011). Journal of Constructional Steel Research 67. *Elastic lateral stability of I-shaped cellular beams*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [204] Thornton, W. (1992). Connections in steel structures II - Behavior, strength, and design. *A cost comparison of some methods for design of bracing connections*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [205] Timoshenko, S., & Gere, J. (1985). *Theory of elastic stability*. United States of America: McGraw-Hill.
- [206] Topkaya, C. (2007). Engineering Structures 29. *Block shear failure of gusset plates with welded connections*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [207] TR029. (2007). Technical Report 29. *Design of bonded anchors*. Germany: EOTA - European Organisation for Technical Approvals.
- [208] Trahair, N. (1993). *Flexural-Torsional Buckling of Structures*. United Kingdom: E & FN Spon.

- [209] Trahair, N. (2011). Research Report R921. *Strength Design of Cruciform Steel Columns*. Australia: School of Civil Engineering - University of Sydney.
- [210] Trahair, N., Bradford, M., Nethercot, D., & Gardner, L. (2008). *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3*. United Kingdom: Taylor & Francis.
- [211] Tsavdaridis, K., & D'Mello, C. (2011). Journal of Constructional Steel Research 67. *Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web openings shapes*. United Kingdom: Elsevier Science Publishers.
- [212] Unosson, E. (2006). SN019. *NCCI: Design rules for web openings in beams*. United Kingdom: Access Steel.
- [213] Van der Vegte, G., & Makino, Y. (2007). Proceedings of the 5th International Conference on Advances in Steel Structures. *The Effect of Chord Length and Boundary Conditions on the Static Strength of CHS T- and X-Joints*. Singapore: Research Publishing.
- [214] Vaz, A. (2007). Métodos Numéricos C. Portugal: Departamento de Produção e Sistemas da Escola de Engenharia, Universidade do Minho.
- [215] Vierendeel, A. (1935). *Cours de Stabilité des Constructions - Tome IV*. Belgique: Uystuyst.
- [216] Vinnakota, R. (2005). *Steel Structures: Behaviour and LRFD , (An unedited and uncorrected version)*. United States of America: McGraw-Hill.
- [217] Virtuoso, F. (2009). *Disciplina de estruturas metálicas*. Portugal: Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico - Univesidade Técnica de Lisboa.
- [218] Voth, A., & Packer, J. (2008). Proceedings of the 12th International Symposium on Tubular Structures. *Parametric finite element study of branch plate-to-circular hollow section X-connections*. United Kingdom: CRC Press.
- [219] Voth, A., & Packer, J. (2012). Proceedings of the 14th International Symposium on tubular structures. *Branch plate-to-CHS T-connections: Finite element study and design recommendations*. United Kingdom: CRC Press.
- [220] Wald, F. (2000). Semirigid joints in metal and composite structures V. *Resistance and stiffness model of column bases by component method*.
- [221] Wald, F. (2011). *Lessons - Connection Design according to EN 1993-1-8*. Czech Republic: Department of Steel and Timber Structures of Faculty of Civil Engineering - Czech Technical University in Prague.
- [222] Wald, F., Sokol, Z., & Jaspart, J. P. (2008). Heron Journal 53. *Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension*. Netherlands: Delft University of Technology.
- [223] Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J.P. (2000). *Effective length of t-stub of RHS column base plates*. United States of America: Conference Connections in Steel Structures IV - Steel Connections in the New Millennium.

- [224] Wang, C., & Kitipornchai, S. (1986). Eng. Struct. Vol.8. *On stability of monosymmetric cantilevers*. Butterworth & Co.
- [225] Ward, J. (1994). SCI Publication N° 100. *Design of Composite and Non-Composite Cellular Beams*. United Kingdom: SCI - The Steel Construction Institute.
- [226] Wardenier, J., Kurobane, Y., Parcker, J., Van der Vegte, G., & Zhao, X. (2008). *Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading*. Germany: CIDECT - Comité International pour le développement et l'étude de la construction.
- [227] Wardenier, J., Packer, J., Zhao, X., & Van der Vegte, G. (2010). *Hollow sections in structural applications*. Switzerland: Bouwn met Staal.
- [228] Weynand, K. et al. (1996). Connections in Steel Structures III. *The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3*. United Kingdom: Pergamon.
- [229] Wheeler, A.T.; et al. (1997). *Design Model for Bolted Moment End Plate Connections using Rectangular Hollow Sections - Report 745*. Australia: Centre for Advanced Structural Engineering - University of Sydney.
- [230] Wood, R. (1974). The Structural Engineer, Vol. 52, No.10. *Effective lengths of columns in multi-storey buildings - Part 1: Effective lengths of single columns and allowances for continuity*. United Kingdom: IStructe - Institution of Structural Engineers.
- [231] Wurm, J. (2007). *Glass Structures - Design and Construction of Self-Supporting Skins*. Germany: Birkhäuser Verlag AG.
- [232] Yura, J. (2001). Engineering Journal, Vol. 38, No. 1 (1st Qtr.). *Fundamentals of beam bracing*. United States of America: AISC - American Institute of Steel Construction.
- [233] Ziemian, R. (2010). *Guide to stability design criteria for metal structures*. United States of America: John Wiley & Sons.

Apêndices / Anexos

Apêndice 1 – Acções

As acções definidas para este projecto estão definidas em valores característicos e correspondem à categoria de edifícios (construções correntes com vida útil de 50 a 100 anos).

Foram consideradas as seguintes acções (NP EN 1990, 2009; Reis, Farinha, & Farinha, 2010): i) peso próprio da estrutura, revestimentos e equipamentos fixos (variável fixa e directa) – classe de acções permanentes (longa duração do tempo de actuação, com constância superior a 10 anos); ii) sobrecargas (média duração, constante entre 6 meses a 10 anos), vento (as rajadas de vento são instantâneas, constantes apenas em segundos) e variações de temperatura (tanto a mudança de temperatura como a acção corrente do vento têm curta duração, e podem ser constantes entre 11 semanas a 6 meses) – classe de acções variáveis; iii) causa indeterminada – classe de acções acidentais (acção instantânea, constante em segundos).

Peso próprio da construção

Considera-se que o peso próprio da construção é uma acção permanente que inclui a participação de todos os elementos estruturais e não estruturais e equipamentos fixos.

De acordo com considerações de cálculo provenientes de (NP EN 1991-1-1, 2009; Reis, Farinha, & Farinha, 2010), esta acção varia pouco ao longo da vida ou tende para um valor monotonicamente (contrariamente às acções variáveis que apresentam uma variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura).

Para obtenção das acções devidas ao peso próprio na estrutura, adoptaram-se os seguintes valores para peso volúmico dos materiais:

Tabela 1 – Peso volúmico dos materiais de construção
(NP EN 1991-1-1, 2009; Reis, Farinha, & Farinha, 2010; EN 572-1, 2004)

Materiais de construção	$\gamma_{\text{volúmico}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Aço (metais)	77,0 a 78,5
Vidro em chapas (outros materiais sólidos)	25,0
Água doce (produtos armazenados – líquidos)	10,0

Variações de temperatura

Os vários elementos estruturais utilizados na cobertura mudam as suas dimensões devido às diferenças de temperatura, de acordo com a sua massa, área de superfície, quer estejam ou não expostos directamente ao sol.

Deste modo, considerou-se para resultados de esforços nos elementos (estruturas hiperestáticas) que os efeitos das acções temperatura mais significativas são os uniformes e diferenciais, cuja identificação vem na EN1991-1-5. De acordo com as recomendações apresentadas nesse regulamento para o interior das habitações, e tendo em atenção o tratamento estatístico presente no Anexo 3 desta dissertação (Andrade, A.S. et al., 1938-1976):

- Temperatura média do ar : $T_0 = 24^\circ\text{C}$
- Temperatura do ar ambiente exterior no Verão: $T_{\text{out,Verão}} = 37^\circ\text{C}$
- Temperatura do ar ambiente exterior no Inverno: $T_{\text{out,Inverno}} = 18^\circ\text{C}$
- Temperatura do ar ambiente interior no Verão: $T_{\text{in,Verão}} = 25^\circ\text{C}$
- Temperatura do ar ambiente interior no Inverno: $T_{\text{in,Inverno}} = 20^\circ\text{C}$

Logo, dependendo da estação as componentes de variação uniforme e diferencial de temperatura são, respectivamente:

- Variação uniforme de temperatura no Verão: $\Delta T_{u,Ver\tilde{a}o} = T_{out} - T_0 = 13\text{ }^{\circ}\text{C}$
- Variação diferencial de temperatura no Verão: $\Delta T_{D,Ver\tilde{a}o} = T_{out} - T_{in} = 12\text{ }^{\circ}\text{C}$
- Variação uniforme de temperatura no Inverno: $\Delta T_{u,Inverno} = T_{out} - T_0 = -6\text{ }^{\circ}\text{C}$
- Variação diferencial de temperatura no Inverno: $\Delta T_{D,Inverno} = T_{out} - T_{in} = -2\text{ }^{\circ}\text{C}$

Em que, T_0 é a temperatura inicial do elemento estrutural na fase relevante de introdução de constrangimentos, mas se esta não for previsível, poderá adoptar-se a temperatura média durante o período da construção (média do período de 1938 a 1976 das temperaturas médias mensais obtidas a partir da média diária das temperaturas de início de manhã, final da tarde, máxima e mínima do dia, procedentes do registo gráfico do termógrafo Richard com correcções por comparação das observações directas); T_{out} e T_{in} são as temperaturas do ar ambiente exterior e interior para condições de Inverno ou Verão.

Sobrecargas de cobertura

A cobertura é classificada na categoria H, não acessível, excepto para operações de manutenção ou reparação. De acordo com a NP EN 1991, na Parte 1-1, deve-se utilizar $q_k = 0,4\text{ kN/m}^2$ e $Q_k = 1,0\text{ kN}$, para sobrecarga uniforme distribuída e concentrada provenientes da realização de tais actividades. Porém, no caso do regulamento RSA, o valor da sobrecarga uniforme distribuída é de apenas $q_k = 0,3\text{ kN/m}^2$.

A sobrecarga concentrada representa o peso de um operário e/ou de materiais, com duração necessária apenas para realização de tarefas de construção ou reparação da cobertura. Deverá ser considerada só no dimensionamento de elementos secundários e não simultaneamente com a sobrecarga uniformemente distribuída (RSA, 1983).

A sobrecarga distribuída adoptada considera-se como o mínimo admissível para o dimensionamento de qualquer tipo de cobertura, de modo a fornecer uma conveniente reserva de resistência. Porém, estes valores mínimos não têm em conta as acumulações não controladas de materiais de construção que podem ocorrer durante as operações de manutenção.

A sobrecarga distribuída pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura, recomendando-se uma área carregada de $A_0 = 10\text{ m}^2$.

Acções da chuva

De acordo com as recomendações provenientes de (ASCE/SEI 7-10, 2010), convencionou-se que as coberturas com pendente inferior a 2% sejam capazes de sustentar a água proveniente da chuva, em situação de eventuais entupimentos no sistema primário de drenagem ou na ocorrência de chuvas intensas de curta duração (evento climático extremo). A altura de água acima da entrada do sistema de drenagem implica que o telhado tenda a deflectir, e por sua vez com que, a água fluía para tais áreas, provocando uma maior deformação¹. Para determinação da correspondente sobrecarga na cobertura, é necessário conhecer a intensidade da chuva na zona de construção, a área ligada a cada sistema de drenagem e as características do mesmo.

Para efeitos de verificação do projecto considerou-se que existe um sistema de drenagem eficiente e alternativo ao primário com linhas de água separadas impedindo a acumulação de água. Ainda assim,

¹ É possível que daí ocorra instabilização na cobertura se a sua estrutura não possuir rigidez suficiente para resistir à deflexão progressiva causada pela retenção de águas (sobrecarga localizada).

Para verificação da segurança da cobertura é necessário que se faça uma análise estrutural assumindo que o sistema primário de drenagem é ineficaz, e incluindo as imperfeições geométricas (tolerâncias de construção, etc.) e as deformações de longo prazo devido ao peso próprio da estrutura.

numa situação mais onerosa de projecto podia-se considerar $q_w = \gamma_w \times h_w = 0,85 \text{ kN/m}^2$, como carga uniforme distribuída equivalente à carga de chuva (alagamento da cobertura), em que: γ_w é o peso volumico da água e h_w é a altura de água, até que seja possível a sua queda livre, na cobertura não deflectida (medida de emergência possibilitada pela geometria da cobertura).

Disposições construtivas relativas à drenagem

A solução para impedir problemas de acumulação de água é estabelecer detalhes que permitam uma drenagem adequada, (Garg, 2007; Mascarenhas, 2006). Com efeito, a ocorrência de deformações num envidraçado horizontal sob o seu próprio peso, torna susceptível a acumulação de água parada e a formação de poças, que por sua vez pode levar a depósitos de sujidade, ao aumento de cargas e vibrações induzidas pelo vento. As peças para suporte do vidro deverão estar sempre alinhadas na direcção de fluxo e com uma inclinação mínima de 7,5%, se não existir drenagem interna adicional.

Para evitar a passagem de água e outros resíduos, todas as juntas entre as placas de vidro deverão estar fechadas com um material selante (mástique de poliuretano), e no caso de remates com lajes de betão armado as placas de vidro deverão assentar sobre uma tira de borracha (detalhes que deverão constar no projecto de arquitectura).

Se as coberturas envidraçadas possuírem pouca inclinação deverão existir medidas de protecção contra as tempestades (vento e chuva intensos), manutenção de inverno (reparação ou camada de neve) e limpeza regular (garante um escoamento eficaz da água das chuvas).

Para assegurar o correcto escoamento das águas pluviais de coberturas planas ou quase planas, no projecto de coberturas metálicas com menos de 5% de inclinação é ainda necessário fazer verificações que garantam a não existência de acumulações de águas pluviais. Estas verificações compreendem a consideração de possíveis incorrecções na construção, assentamentos das fundações, flechas dos materiais de cobertura, flechas dos elementos estruturais e os efeitos das contra-flechas, (ENV 1993-1-1, 1992).

Acções do vento

Uma cobertura envidraçada deverá estar restringida aos ventos de elevação (cargas ascendentes) que sucedem devido ao baixo peso da estrutura, (Hillier, Lawson, & Gorgolewski, 1998). Nesse propósito, existem determinadas características que devem ser observadas: i) As forças de elevação do vento são especialmente influenciadas pela forma geométrica da cobertura; ii) A acção de elevação é potencialmente maior nos locais em torno do perímetro da cobertura, pelo que, por vezes, pode ser necessário colocar um elemento mais resistente (por exemplo, um perfil IPE) de contorno na periferia da estrutura para resistir às forças locais de elevação; iii) As ligações entre os elementos de revestimento deverão possuir, sem suspeita de rotura, a resistência necessária para transmitir as forças de elevação aos elementos estruturais.

Norma Portuguesa NP EN 1991-1-4

A velocidade fundamental do vento $v_{b,0}$ num clima regional é descrita pela média característica em períodos de 10 minutos, independente da direcção e da estação, considerando uma altura de 10 metros acima do solo num terreno com baixa vegetação (categoria terreno II).

Este valor característico equivale á probabilidade anual de ser excedido em 0.02, a que corresponde um período de retorno de 50 anos.

Nas situações de incidência em direcções específicas, pode ser haver redução do valor da velocidade do vento pelo coeficiente direcciona c_{dir} .

Em estruturas temporárias como a probabilidade de ocorrência de vento elevado é mais baixa, a velocidade do vento é reduzida pelo coeficiente de temporada c_{season} .

O coeficiente de orografia $c_0(z)$ no caso de estruturas localizadas em elevações como colinas, encostas, etc., incrementa o valor da velocidade do vento.

Para descrever a velocidade média do vento em altura aplica-se o coeficiente de rugosidade $c_r(z)$, o qual está relacionado com o coeficiente de terreno k_τ e o comprimento de rugosidade z_0 .

O coeficiente de rugosidade referido é:

$$c_r(z) = k_\tau \times \ln(z/z_0), \quad z \geq z_{min}$$

$$k_\tau = 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0,07}$$

Para atender às flutuações de curta duração da velocidade do vento assume-se um coeficiente de rajada $G(z)$, o qual é função do coeficiente de turbulência k_I e do coeficiente de orografia $c_0(z)$.

O coeficiente de rajada referido é,

$$G(z) = \sqrt{1 + \frac{7 \times k_I}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)}}, \quad z \geq z_{min}$$

Na tabela seguinte indicam-se valores para a altura mínima z_{min} e comprimento de rugosidade z_0 em função da categoria do terreno,

Tabela 2 – Categoria de terreno, (NP EN 1991-1-4, 2010)

Categoria de terreno	Características do terreno	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	Mar ou zona costeira	0,003	1,0
I	Lagos; sem obstáculos	0,01	1,0
II	Vegetação baixa; obstáculos isolados com distância entre outros, de pelo menos 20 vezes a sua altura	0,05	2,0
III	Vegetação regular; floresta; subúrbios; vila	0,3	5,0
IV	Pelo menos 15% da superfície coberta com edifícios de altura média pelo menos 15 m	1,0	10,0

A velocidade de pico $v_p(z)$ a uma altura de referência z é,

$$v_p(z) = v_{b,0} \times c_{dir} \times c_{season} \times c_r(z) \times c_0(z) \times G(z)$$

Pela equação de Bernoulli deduz-se que a relação entre a velocidade do pico com a respectiva pressão é,

$$q_p(z) = \frac{\rho}{2} \times v_p(z)^2 \quad ; \quad q_{b,0} = \frac{\rho}{2} \times v_{b,0}^2$$

Onde, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ é a densidade do ar, para 10°C de temperatura e condições normais de pressão (adequado para temperaturas muito baixas a baixa altitude).

Adoptando a simplificação de terreno plano e aberto e admitindo que os coeficientes redutores estão do lado da segurança, $c_0(z) = k_I = c_{dir} = c_{season} = 1,0$, assim:

$$\underbrace{q_p(z)}_{\text{pressão de pico}} = \underbrace{q_{b,0}(z)}_{\text{pressão fundamental}} \times \underbrace{[c_r(z)]}_{\substack{\text{perfil} \\ \text{do vento} \\ \text{de tipo} \\ \text{logarítmico}}}^2 \times \underbrace{\left[1 + \frac{7}{\ln(z/z_0)}\right]}_{\text{factor de rajada ao quadrado}}$$

As regras portuguesas de segurança e acções para considerações da velocidade fundamental do vento subdividem o país pela influência da acção meteorológica e pelos efeitos de orografia. Considera-se a zona B para regiões de mar aberto, costa marítima, serras e cumes; a zona A para regiões de planícies abertas e terrenos resguardados. Também se incluem na zona B, vales e estuários, em que as circunstâncias de orografia estabeleçam exposição ao vento desfavorável.

Para converter as velocidades da zona A para a zona B, com a mesma probabilidade de ocorrência usa-se um coeficiente geográfico $c_{geo} = 1,1$.

Algumas considerações para a velocidade do vento em altura dispõem-se no coeficiente de rugosidade, o qual considera a interferência da rugosidade da superfície, as características topográficas e os obstáculos locais. No regulamento português diferencia-se a rugosidade dos locais urbanos com proeminência de edifícios de média a grande dimensão (Categoria I), das locais rurais e de periferia urbana (Categoria II). A utilização simplificada de duas categorias deve-se á dificuldade de classificar todas as situações prováveis de ocorrer. A categoria da rugosidade serve também para consideração da velocidade do vento em diferentes direcções, permitindo diferenciar o local de proveniência da actuação do vento.

A ocorrência de movimentos locais, irregulares e aleatórios, devidos à existência de obstáculos de pequena escala como árvores, edifícios, etc., dificultam a precisão da velocidade do vento. Deste modo, define-se para o cálculo da velocidade de rajada uma altura mínima, estabelecida pela altura média dos obstáculos envolvidos na rugosidade do terreno.

As velocidades, em m/s, para uma distribuição de valores máximos em períodos de 50 anos e intervalo de confiança $\alpha = 0,05$ são,

$$\underbrace{v_p(z)}_{\text{velocidade de pico}} = \underbrace{c_{geo}}_{\text{coeficiente geográfico}} \left(\underbrace{v_{b,0}}_{\text{velocidade fundamental do vento}} \times \underbrace{\left(\frac{z}{10}\right)}_{\substack{\text{perfil} \\ \text{do vento} \\ \text{de tipo} \\ \text{potência}}} \right)^{\underbrace{\frac{1}{a}}_{\substack{\text{coeficiente} \\ \text{de} \\ \text{rugosidade}}}} + \underbrace{14}_{\text{constante de turbulência do vento}}, \quad z \geq z_{min}$$

A pressão de pico $q_p(z)$ é dada pela expressão,

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \times \rho' \times v_p(z)^2$$

Onde, $\rho' = 1,226 \text{ kg/m}^3$ é a densidade do ar, para 15°C de temperatura e condições normais de pressão (adequado para ventos fortes que sopram do oceano atlântico).

Coeficientes de pressão

As pressões resultantes dos efeitos do vento, definidas como actuando ortogonalmente sobre as superfícies da estrutura, foram consideradas através de coeficientes aerodinâmicos de pressão.

Para os coeficientes de pressão exteriores pressupôs-se o edifício com paredes verticais e planta rectangular, deste modo as extensões horizontais de barlavento e sotavento foram determinadas para o menor rectângulo delimitador.

Para os coeficientes de pressão exterior admitiram-se as dimensões do menor rectângulo delimitador do edifício e os valores recomendados para zonas de paredes verticais e de cobertura de terraço (subdivisão das superfícies em zonas porque não é admissível uma distribuição uniforme das pressões do vento). Para os coeficientes de pressão interior atendeu-se à permeabilidade das superfícies.

A pressão externa, w_e , e a pressão interna, w_i , exercida pelo vento sobre as superfícies são dadas por:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad ; \quad w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

Onde z_i, z_e é a altura de referência (acima do nível do solo); c_{pe}, c_{pi} são os coeficientes de pressão exterior e interior.

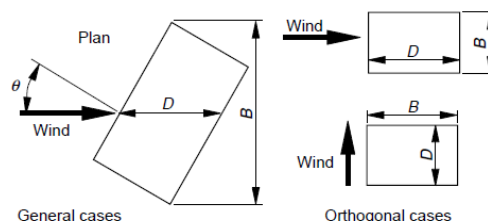


Figura 1 - Dimensões variáveis de barlavento e sotavento, (BS 6399-2, 1997)

Para a zona da cobertura decidiu-se como altura de referência para a pressão dinâmica, a altura da construção (no topo do edifício considera-se que a pressão dinâmica é uniforme numa faixa horizontal).

Na aplicação conjunta das pressões interna e externa foi escolhida a sobreposição mais desfavorável para dimensionamento.

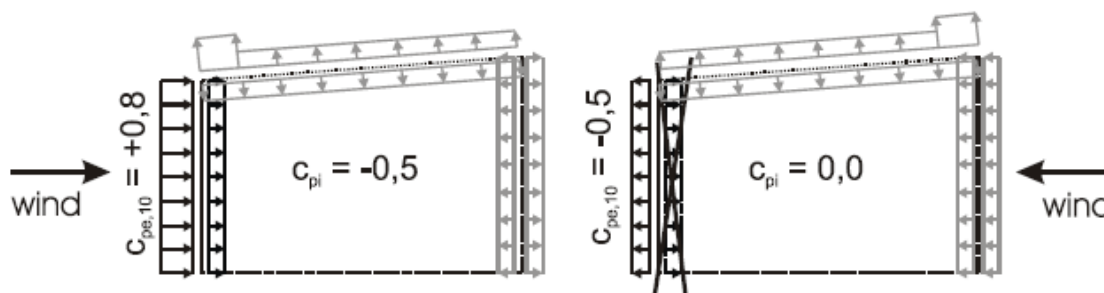


Figura 2 – Carga do vento sobre o revestimento, (Gulvanessian, et al., 2005).

Durante a ocorrência de vento intenso admite-se, devido às vias de passagem de ar, um coeficiente de pressão interior $c_{pi} = -0,3$ (incluem-se as fugas de ar pela insuficiência de isolamento dos envidraçados, etc.), o qual é adequado, quando as quatro fachadas têm permeabilidade semelhante (não existe uma face predominante).

Para coberturas envidraçadas que não invólucros fechados, como regra para uniformização do fluxo de ar, devido às juntas abertas dos painéis justapostos serem pequenas em comparação com a restante construção, deve-se tomar um coeficiente de pressão interior $c_{pi} = 1,0$, se este caso for mais desfavorável, (ENV 1991-2-4, 1998; Escrig & Sánchez, 2004).

Para considerações de pequenas áreas carregadas (junto às arestas da cobertura) definem-se pressões localizadas $c_{pe,1}$ usadas para dimensionamento dos elementos secundários (chapas, madres e suas ligações, no caso de coberturas).

Para considerações de dimensionamento assumiu-se existir um acordo com o utilizador do edifício, o qual se compromete (e conhece todas as consequências pelo seu desrespeito) em fechar as aberturas opcionais dominantes antes que a velocidade do vento aumente para um valor que exceda o adoptado para o estado limite de serviço. Portanto nas expressões combinatórias, todas as aberturas opcionais estão fechadas na avaliação dos estados limites últimos (prática comum) e utilização.

Determinação da força induzida pelo vento

Forças resultantes de pressões exercidas em superfícies

As estruturas particularmente flexíveis, como os edifícios altos muito esbeltos ou as coberturas de grande vão, devem ser verificadas para as acções dinâmicas do vento quer na direcção do vento quer

na direcção normal à do vento. As oscilações causadas pelo vento nessas estruturas podem ser divididas em vibrações produzidas por rajadas e as vibrações produzidas pela turbulência do escoamento (ENV 1993-1-1, 1992).

Para considerar as vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, incrementa-se a acção do vento pelo coeficiente dinâmico c_d (aplicável apenas em estruturas sensíveis a esse fenómeno). As frequências próprias das estruturas ou de partes das estruturas devem ser suficientemente diferentes das frequências da fonte de excitação de modo a evitar a ocorrência de ressonância (situação de coeficiente c_d igual à unidade).

Para atender à ausência de simultaneidade na ocorrência de pressões de pico sobre a superfície de construção, reduz-se a acção do vento pelo coeficiente de dimensão c_s (aplicável apenas em estruturas sensíveis a esse efeito). Para edifícios de estrutura porticada que contenham paredes resistentes e cuja altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direcção do vento, o valor de $c_s \times c_d$ poderá ser considerado igual à unidade.

Para determinação da força resultante do vento nas áreas do edifício utilizou-se a integração da pressão do vento sobre a superfície, coeficientes de força específicos para formas geométricas (rectângulo, polígono, etc.).

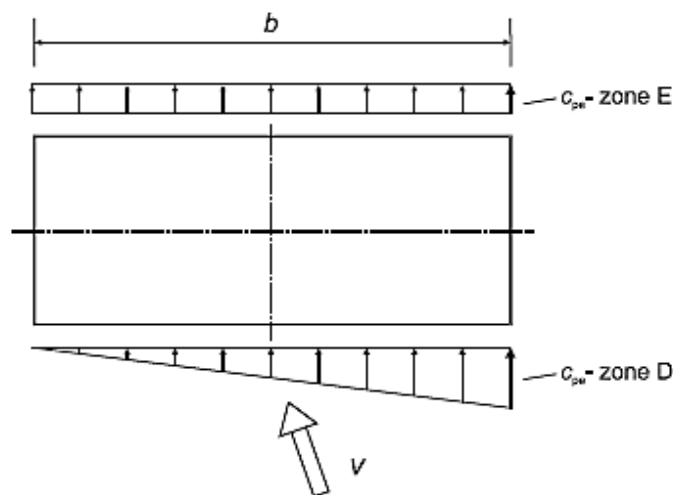
A força aplicada pelo vento sobre uma superfície é:

$$F_w = q_p(z) \times A_{ref} \times \sum_{\text{superfícies}} c_s \times c_d \times c_{pe} + c_{pi}$$

Onde A_{ref} é a área de referência; z é a altura de referência (acima do nível do solo); $q_p(z)$, c_{pe} , c_{pi} têm o significado definido atrás.

Forças assimétricas devidas às flutuações do vento

Quando as flutuações instantâneas do vento sobre as superfícies levam a uma assimetria significativa de carregamento, numa estrutura com configuração sensível a esse tipo de solicitação (por exemplo, torção em edifícios nominalmente simétricos com um único núcleo), devem considerar-se os efeitos dessas flutuações.



Legenda:

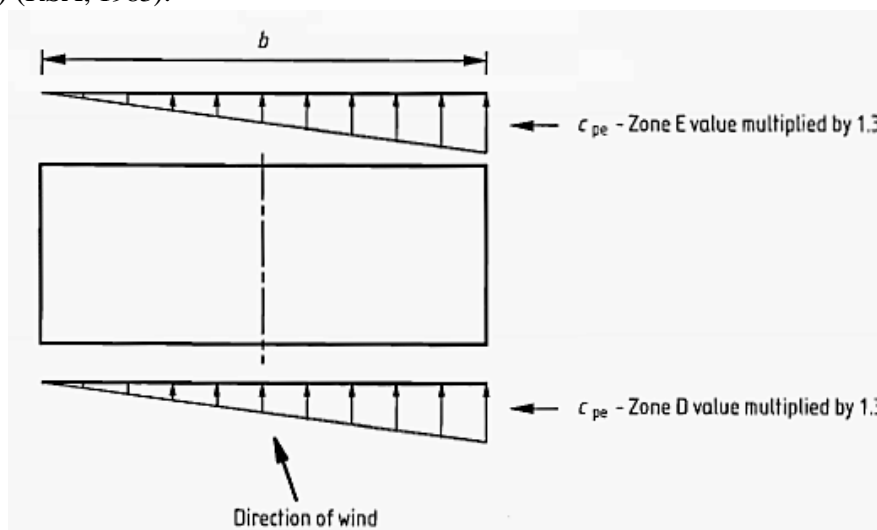
c_{pe} – zone E	coeficiente de pressão exterior para a zona E
c_{pe} – zone D	coeficiente de pressão exterior para a zona D

Figura 3 – Distribuição de pressões para ter em conta os efeitos de torção (porém, subestimando o carregamento assimétrico) (NP EN 1991-1-4, 2010)

O Eurocódigo 1 na Parte 1-4 recomenda os procedimentos seguintes: a) Para construções rectangulares susceptíveis a efeitos de torção, a distribuição de pressões deverá ser aplicada de maneira a representar os efeitos de torção devidos a um vento oblíquo ou devidos à falta de total correlação entre as forças exercidas pelo vento em pontos diferentes da construção (ver Figura 3); b) Para outros casos, a assimetria do carregamento deverá ser tida em conta eliminando a acção de cálculo do vento nas partes da construção em que a referida acção produza um efeito benéfico.

Os efeitos de torção devidos a um vento inclinado ou não uniforme podem-se representar, em estruturas sensivelmente simétricas não circulares, como uma força aplicada com uma excentricidade igual a um décimo da dimensão transversal à direcção do vento (na ocorrência de acções do vento com diferentes direcções simultaneamente não é muito comum produzirem-se elevadas excentricidades, porque nestes casos, geralmente as cargas do vento têm distribuição cúbica, com concavidade virada para a superfície da estrutura) (ENV 1991-2-4, 1998).

No caso de estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o rumo deste (como, por exemplo, estruturas com simetria de revolução ou estruturas cuja resistência nas diversas direcções seja proporcionada às acções do vento que nessas direcções se exercem), os valores característicos da pressão dinâmica do vento devem ser obtidos multiplicando por 1,3 os valores inicialmente indicados, (ver Figura 4) (RSA, 1983).



Legenda:

c_{pe} – Zone E value multiplied by 1.3	coeficiente de pressão exterior para a zona E multiplicado por 1,3
c_{pe} – Zone D value multiplied by 1.3	coeficiente de pressão exterior para a zona D multiplicado por 1,3

Figura 4 – Distribuição de pressões para produzir-se torção anti-horária na estrutura (especificar a acção do vento de modo a ter uma maior concentração no centro de massa e menor no centro de rigidez) (RSA, 1983)

Forças ocasionadas pelo atrito do vento

As forças horizontais devidas ao atrito do vento sobre as superfícies da cobertura (efeitos de atrito do vento) consideram-se relevantes para o dimensionamento quando se verifica a condição,

$$\frac{1}{4} \times \sum_{\text{superfícies paralelas}} A_i \geq \sum_{\text{superfícies barlavento e sotavento}} A_j$$

As forças de atrito, F_w , que actuam sobre as superfícies exteriores (paralelas à direcção do vento) são dadas por,

$$F_w = q_p(z) \times A_{fr} \times c_{fr}$$

Onde A_{fr} é a área da superfície da cobertura; c_{fr} é o coeficiente de atrito, dependente da rugosidade da superfície, de acordo com o seguinte quadro:

Superfície	Coeficiente de atrito c_{fr}
Lisa	0,01
Rugosa	0,02
Muito Rugosa	0,04

Falha localizada em edifícios por causa indeterminada

De acordo com as disposições de dimensionamento presentes em (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002), para uma estrutura resistir a danos de eventos acidentais ou, as suas consequências não sejam de extensão desproporcionada à sua causa de origem (consequências de erros humanos, impactos, explosões, etc.), deve-se garantir que a estrutura tem a robustez necessária. Tal requisito deve garantido através da remoção fictícia de um elemento de cada vez, entrando em conta com critérios admissíveis: elementos apoiados directamente sobre o elemento removido podem colapsar, ou ocorrerem deformações substanciais na estrutura.

É recomendável ainda proteger a estrutura de danos físicos previsíveis oriundos de condições ambientais adversas, fornecer acesso para inspecção/manutenção de ligações dos principais elementos estruturais.

Estas orientações são aplicáveis a coberturas com grande extensão livre, excedendo 9 metros entre suportes, e destinam-se a evitar o colapso global da estrutura a partir de um colapso parcial.

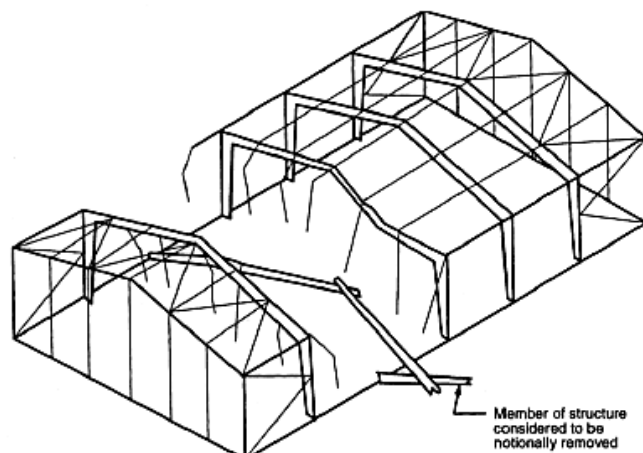


Figura 5 – Extensão aceitável de colapso para ocorrência de uma falha na estrutura de telhado, (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002)

Como medida para prevenir o colapso progressivo da estrutura, é necessário verificar, quando um dado elemento entra em rotura, se a carga suportada por esse elemento pode ser transferida para elementos próximos e desses elementos para as fundações.

Uma maneira prática de efectuar esta verificação consiste em realizar uma análise de colapso progressivo, removendo um elemento ou uma ligação de cada vez e, observando como a carga do elemento em rotura é transferida e também se a estrutura continua a suportar as cargas sem colapsar. Se a estrutura for capaz absorver a carga do elemento colapsado, a rotura será apenas local e o colapso progressivo está prevenido. A análise por colapso progressivo é feita usualmente para construções críticas e especialmente nos casos que envolvam rotura de um elemento ou de uma ligação devido a acções acidentais.

Apêndice 2 - Abordagem de cálculo

Para dimensionamento da estrutura seguiu-se a abordagem dos estados limites, com correcções aos dados geométricos, valores de cálculo para acções e propriedades dos materiais fornecidos pelo método dos coeficientes parciais (NP EN 1990, 2009).

Valores característicos e de dimensionamento

O método dos coeficientes parciais é utilizado na maioria dos casos para obtenção dos valores de dimensionamento. O valor de cada coeficiente parcial de segurança está associado à incerteza em cada parâmetro, incluindo incerteza nas acções, propriedades dos materiais e modelos utilizados. Quanto maior a incerteza, maior o coeficiente parcial de segurança.

Para o valor de dimensionamento das acções seguiu-se a expressão,

$$F_d = \gamma_f \times \gamma_{Ed} \times F_k \approx \gamma_F \times F_k$$

F_k - valor característico da acção com probabilidade reduzida em ser ultrapassada;

γ_f - coeficiente de segurança para contemplar desvios desfavoráveis nos valores das acções (modelo das acções);

γ_{Ed} - coeficiente parcial para contemplar os efeitos das acções (modelo dos efeitos das acções);

Com γ_f proveniente de estudos científicos e γ_{Ed} de apreciações para boa prática de engenharia (porém, sem fundamento científico). Os valores propostos usualmente são,

Tabela 1 – Coeficientes parciais sobre acções, (Gardner & Nethercot, 2005)

Acção	γ_f	γ_{Ed}	γ_F
Permanente desfavorável	1,125	1,20	1,35
Permanente favorável	0,875	1,20	1,00
Variável (desfavorável)	1,35	1,10	1,50

Para a resistência seguiu-se a expressão,

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R_k \{X_d; a_d\}$$

R_k - valor característico da resistência com probabilidade elevada em ser ultrapassada;

γ_{Rd} - coeficiente de segurança prescrito para incertezas (modelo de resistência e desvios geométricos);

Com as propriedades resistentes dos materiais obtidas por,

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \times X_k$$

R_k - valor característico do parâmetro resistente com probabilidade elevada em ser ultrapassada;

γ_M - coeficiente de segurança para contemplar desvios desfavoráveis daqueles parâmetros (modelos das propriedades do material).

Por último, definiu-se para os valores dos parâmetros geométricos (variam pouco, logo não se considera coeficiente de segurança),

$$a_d = a_{nom} + \Delta a a_d = a_{nom} + \Delta a$$

a_{nom} - valor nominal do parâmetro geométrico;

Δa - parcela para contemplar desvios desfavoráveis nos parâmetros geométricos, devendo ser introduzida nas imperfeições e na análise á encurvadura.

Estados limites de cálculo

Os estados limites envolvidos na verificação da estrutura distinguem-se em estados limites últimos, referentes ao colapso ou outra forma de rotura; e estados limites de utilização, associados ao conforto, aspecto e desempenho da estrutura ou elemento estrutural (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002; NP EN 1990, 2009).

Nas combinações para os estados limites, são observados os seguintes princípios:

- Quando os efeitos de uma acção não estiverem completamente correlacionados, o factor parcial para a componente favorável poderá ser diminuído (por exemplo, o momento flector e o esforço normal devidos ao peso próprio);
- As acções cuja actuação simultânea não seja verosímil não são consideradas nas combinações (por exemplo, as sobrecargas devidas à manutenção da cobertura com a acção do vento mais intenso).
- Quando em diferentes locais da estrutura uma acção permanente alterna entre desfavorável e favorável, essas duas componentes poderão considerar-se como acções individualizadas (aplica-se, em particular, quando uma estrutura é muito sensível às variações de intensidade das acções permanentes);

Para a verificação de deformações verticais e deslocamentos horizontais seguiu-se a condição,

$$E_d \leq C_d$$

Onde C_d é o valor de cálculo limite para o critério de utilização; E_d é o valor de cálculo dos efeitos para as acções especificadas no critério de utilização determinadas com base na combinação relevante;

Tabela 2 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais e horizontais (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002; NP EN 1993-1-1, 2010)

Requisito de Utilização	Combinação de acções					
	Combinação característica		Combinação frequente		Combinação quase-permanente	
Deslocamento:	w_{tot}	w_{max}	w_{max}	α	w_{max}	w_z
<u>Estados limites irreversíveis</u> (deslocamento vertical limite para assegurar drenagem da água)						
Revestimento da cobertura						
Rígida	$\leq L/250$	—	—	—	—	—
Flexível	$\leq L/125$	—	—	—	—	—
Inclinação da drenagem do elemento cobertura	—	—	—	$\geq 2\%$	—	—
Deslocamentos horizontais no topo das colunas	$\leq H/300$					
Aparência da estrutura						
<u>Estados limites reversíveis</u> (deslocamentos verticais limite para aparência)						
					$\leq L/300$	
Nota: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola. Em edifícios de vários pisos, H é a altura da coluna ou do piso.						

A combinação rara, usualmente empregue para situações irreversíveis é,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

A combinação frequente, geralmente utilizada para situações reversíveis é,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

A combinação quase – permanente, normalmente usada para efeitos de longo - prazo é,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

Em que $\psi_{0,i}$ é o coeficiente que refere a probabilidade de uma acção numa combinação de acções independentes atingir o seu valor de dimensionamento F_d quando todas actuam em simultâneo; $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,i}$ são factores redutores do valor característico da acção variável F_k e especificam o período de tempo em que um valor representativo é excedido dentro do período de vida útil da estrutura.

Quando a ocorrência do valor representativo num período de tempo escolhido é igual a metade desse valor identifica-se como quase – permanente. Na situação do valor representativo só ser excedido em 1% do período de tempo seleccionado, define-se como frequente.

Os valores recomendados para ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 são,

Tabela 3 – Valores recomendados de factores ψ para edifícios, (NP EN 1990, 2009)

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas impostas em edifícios (ver EN 1991-1-1)	0	0	0
Acções do vento em edifícios (ver EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (não-fogo) em edifícios (ver EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Nota: Os valores ψ podem ser definidos pelo anexo nacional.			

O estado limite último referente à perda de equilíbrio da estrutura (abreviadamente EQU), ou parte desta considerada enquanto corpo rígido é definida pela expressão,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,k} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \times \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

Tabela 4 – Coeficientes parciais aplicados às acções na situação de perda de equilíbrio da estrutura

	$\gamma_{G,j,sup}$	$\gamma_{Q,k}$	$\gamma_{Q,i}$
Efeito desfavorável	1,10	1,50	1,50
Efeito favorável	0,90	0,00	0,00

O estado limite último relativo à rotura interna (abreviadamente STR), ou excessiva deformação da estrutura e/ou parte desta é dada,

$$E_d = \text{Max}\{E_{d,1}; E_{d,2}\}$$

$$E_{d,1} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,k} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \times \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

$$E_{d,2} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

Em que, $E_{d,1}$ é uma expressão combinatória de acções que tem em atenção a não variação das acções permanentes desfavoráveis, todavia assumindo como certa a ocorrência de uma sobrecarga acompanhante; $E_{d,2}$ é uma expressão combinatória de acções que não tem em atenção a não variação das acções permanentes e assume que todas as restantes acções têm determinada probabilidade de ocorrência.

Tabela 5 - Coeficientes parciais aplicados às acções na situação de deformação excessiva (ou rotura interna) na estrutura

	$\gamma_{G,j}$	ξ_j	$\gamma_{Q,k}$	$\gamma_{Q,i}$
Efeito desfavorável	1,35	0,85	1,50	1,50
Efeito favorável	1,00	—	0,00	0,00

Quando o equilíbrio não está directamente analisado é recomendado assegurar a segurança, do sistema pela verificação conjunta EQU/STR dada por,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,k} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \times \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i} \right\}$$

Não existe nenhuma interpretação científica para esta proposta, contudo assume-se que o ajuste desta expressão confere valores aceitáveis para o uso acumulado EQU/STR.

Tabela 6 - Coeficientes parciais aplicados às acções na situação combinada de segurança da estrutura

	$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q,k}$	$\gamma_{Q,i}$
Efeito desfavorável	1,35	1,50	1,50
Efeito favorável	1,15	0,00	0,00

As disposições de projecto para combinação de acções em coberturas consideram que a probabilidade de ocorrência simultânea da acção do vento e da sobrecarga é nula.

Deste modo, existem duas combinações relevantes para verificação, cada uma associada a uma acção base, ou seja, o efeito do vento e a acção de sobrecargas.

Aspectos suplementares

As classes de consequência estabelecem-se pela frequência de utilização da estrutura, e respectiva importância para a vida humana, ambiente, economia e sociedade resultantes da ocorrência duma falha ou mau funcionamento da estrutura.

Tabela 7 – Classes de consequência, (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002)

Frequência de uso	Consequências de rotura		
	Baixo	Médio	Elevado
Baixo	CC1	CC2	CC3
Médio	CC2	CC2	CC3
Elevado	Não aplicável	CC3	CC3

Posteriormente, para obter o índice de fiabilidade β usou-se a ligação entre classes de consequência e classes de fiabilidade constituída pelo nível de risco aceitável. Este nível de risco traduz a probabilidade de ocorrência de uma falha tal que, o acontecimento não seja seriamente perceptível pela sociedade, atendendo aos princípios culturais, sociais, psicológicos e económicos.

Tabela 8 – Classes de fiabilidade, (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002)

Classe de Consequência	Classe de Fiabilidade	Valores para β					
		Estados Limites Últimos		Fadiga		Utilização	
		Período referência 1 ano ^a	Período referência 50 anos ^a	Período referência 1 ano	Período referência 50 anos	Período referência 1 ano	Período referência 50 anos
CC3	RC3	5,2	4,3				
CC2	RC2	4,7	3,8		1,5 – 3,8	2,9	1,5
CC1	RC1	4,2	3,3				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

^a São recomendados os valores mínimos nas colunas 3 e 4 para valores para β .

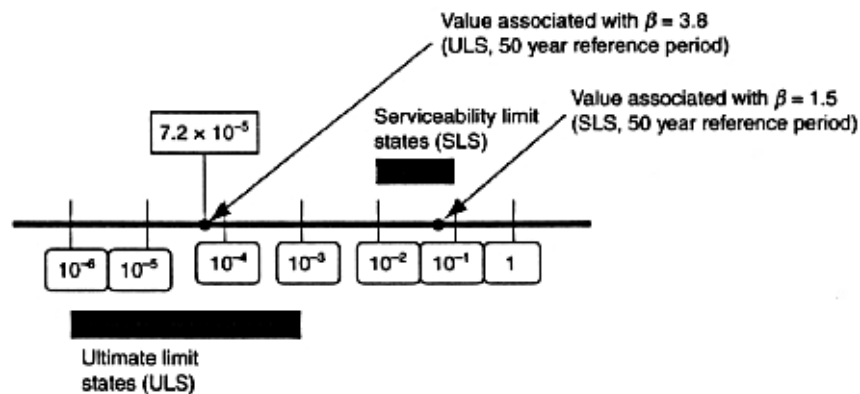


Figura 1- Probabilidade admissível de serem atingidos os estados limites últimos e serviço para um período de 50 anos, (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002)

Para a estrutura em análise optou-se uma importância média na consequência de falha e frequência média de uso, a qual se enquadra nas classes de consequência e fiabilidade, CC2 e RC2 (ver Figura 1).

O índice de fiabilidade β é função da probabilidade da falha estrutural P_f e dado por:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

Onde $\Phi^{-1}(P_f)$ indica a inversa da função de distribuição normal reduzida de probabilidade P_f . Seguem-se valores tabelados para a relação da probabilidade de falha com o índice de fiabilidade,

Tabela 9 – Relação entre P_f e β , (Gulvanessian, Holický, & Calgaro, 2002)

P_f	β
10^{-1}	1,28
10^{-2}	2,32
10^{-3}	3,09
10^{-4}	3,72
10^{-5}	4,27
10^{-6}	4,75
10^{-7}	5,20

Portanto, tem-se uma estrutura calibrada (CC2 e RC2) para um período de referência de 50 anos, com um índice de fiabilidade igual ou superior a 3,8 ao que corresponde uma probabilidade de rotura abaixo de 10^{-4} (EQU e STR).

Para conhecer as diferenças das combinações de acções para a verificação conjunta de EQU/STR (Caso A) e apenas STR (Caso B e C), procuraram-se estudos de fiabilidade com o aço como material estrutural.

Para expor o índice de fiabilidade das equações de dimensionamento usou-se (Gulvanessian & Holický, 2002), a qual utiliza $\gamma_M = 1,10$. No entanto (ENV 1993-1-1, 1992) num estudo de calibração utilizando dados de produtores de aço europeu verificou-se que a distribuição estatística das tolerâncias e tensão de cedência justificaria a redução do factor segurança para $\gamma_{M0} = 1,00$. Em consequência é disposto para os estados membros a opção do coeficiente parcial de segurança $\gamma_{M0} = 1,10$ ou $\gamma_{M0} = 1,00$.

As Figura 2 e Figura 3 mostram o índice de fiabilidade β para as expressões de dimensionamento em função do rácio de carga χ ,

$$\chi = \frac{Q + W}{G + Q + W} ; k = \frac{Q}{W}$$

Onde, G é a acção permanente; Q é a acção da sobrecarga imposta; W é a acção do vento; k é o rácio de carga variável, e exprime a rácio entre a segunda acção variável e a primeira acção variável.

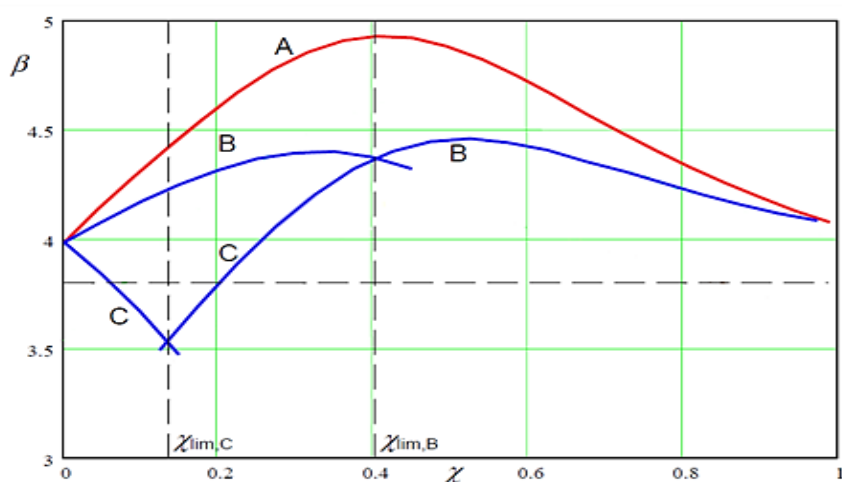


Figura 2 - Índice de fiabilidade β das equações de dimensionamento para $k=0.5$, (Gulvanessian & Holický, 2002)

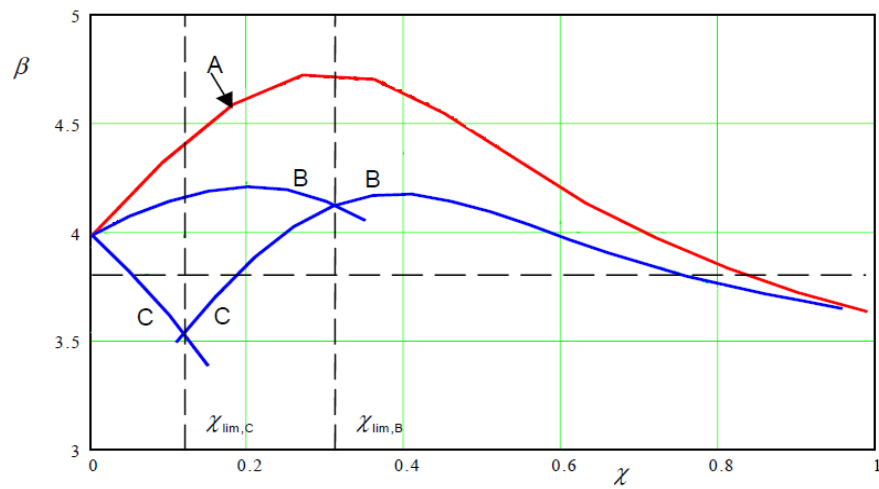


Figura 3 - Índice de fiabilidade β das equações de dimensionamento com $k=0.0$, (Gulvanessian & Holický, 2002)

As figuras mostram que a verificação singular da segurança para STR possui menor índice de fiabilidade e ainda um nível de fiabilidade superior ao exigido para estruturas de classe RC2.

Apêndice 3 - Influências ambientais locais

Para efeitos da quantificação do vento adoptou-se como valor fundamental da velocidade, a situação mais desfavorável do território português $v_{b,0} = 30,0 \text{ m/s}$ (região pertencente à zona B na qual está incluída a faixa costeira). Em seguida, por meio de uma análise estatística, averigua-se a precisão deste valor, com base em leituras do vento de rajada oriundas do local em estudo.

Advertência

Para permitir quantificar a variação de temperatura e a acção do vento na estrutura na zona de construção, efectuou-se uma recolha de dados, provenientes do serviço meteorológico de Angola - Observatório João Capelo de Luanda, referente ao período 1938-1976, (Andrade, A.S. et al., 1938-1976).

Para predição das diferentes velocidades do vento e das temperaturas máxima e mínima, efectuou-se a estimação de parâmetros a partir da amostra aleatória e testou-se a hipótese da distribuição. Para as estimativas pontuais, estabeleceu-se a sua precisão determinando estimativas por intervalo de confiança.

O observatório meteorológico “João Capelo” está situado a uma altitude de 41,7 m e com coordenadas geodésicas: latitude $8^{\circ}48'48''$ S. e longitude $13^{\circ}13'15''$ E. Greenwich.

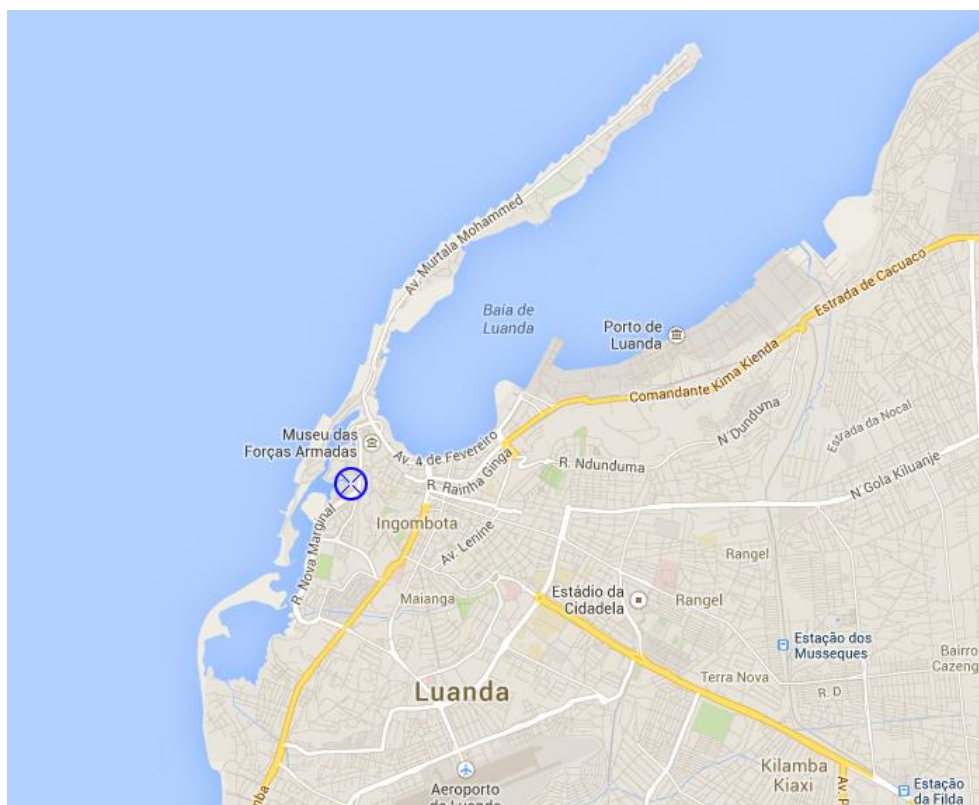


Figura 1 – Localização do Observatório Meteorológico *João Capelo* em Luanda, (Google, 2012)

O vento “mais forte” de cada dia reporta ao máximo medido considerando um período de 60 minutos para três alturas do dia (manhã, tarde e noite). Para a velocidade mensal “mais forte” seleccionou-se o maior de todos os valores diários.

Com base em calibrações empíricas, adopta-se um coeficiente de 1,06 para ajustar a média característica de valores medidos em períodos de 60 para 10 minutos, (Cook, 2007).

As observações efectuaram-se com o anemógrafo e o cata-vento instalados num local próprio e numa altura de 24,3 m acima do nível do solo, em terreno aberto e nivelado.

A velocidade instantânea do vento é obtida a partir de gráficos com registo de 24 h, os quais por vezes são validados com um anemógrafo suplementar, por comparação de percursos diários.

As observações das temperaturas extremas de cada dia (máxima e mínima) foram obtidas utilizando termómetros de mercúrio e de álcool, com os instrumentos colocados num abrigo meteorológico de madeira do tipo Stevenson.

Comentários à construção das populações

Existem quatro populações em estudo, mencionando-as: a velocidade média (Tabela 5 do Apêndice 3) e a velocidade de rajada do vento (Tabela 4 do Apêndice 3), e as temperaturas extremas do ar à sombra (Tabelas 6 e 7 do Apêndice 3).

Para identificação das distribuições estatísticas mais apropriadas elaborou-se uma abordagem prévia, recorrendo a histogramas de frequência constituídos por observações de comportamento real.

A distribuição empírica da velocidade de pico do vento, apresenta uma característica assintótica, isto é, um acumulado de dados à esquerda e uma cauda à direita. Deste modo, a distribuição de Fisher-Tippett tipo I, utilizada no estudo de séries históricas de dados extremos de amostras independentes sucessivas, adapta-se às observações.

Como o número de dados N da amostra é relevante e as variáveis x_i são aleatórias e independentes, aplica-se o teorema do limite central, isto é, a distribuição Normal serve de aproximação às observações, apesar de desconhecida a sua distribuição exacta.

Metodologia tradicional para histogramas de frequência

De acordo com o indicado em (Unosson E. J., 2006), para fazer os histogramas escolheu-se uma amplitude de intervalo h com a preocupação de realçar as características principais da distribuição empírica, ou seja, evitou-se uma amplitude demasiado pequena para não formar variações casuais dominantes ou, demasiado grande para não obscurecer as características da distribuição.

Para escolha da amplitude h empregou-se a Regra de Sturges, que sugere para o número de classes N_c o menor inteiro da expressão,

$$N_c = 1 + \frac{\ln(N)}{\ln(2)}$$

Portanto, o valor de h define-se,

$$h = \frac{H}{N_c} = \frac{M - m}{N_c}$$

em que, H é a amplitude total dos dados, M e m , o valor máximo e mínimo observados na amostra X .

Diz-se que uma variável aleatória x_i pertence a uma classe se for limitada pelo seus limites superior e inferior, $c_j \leq x_i \leq c_{j+1}$. A contagem das variáveis numa classe, designa-se número de ocorrências O_j , isto é,

$$O_j = \#\{x_i, 1 \leq i \leq N: c_j \leq x_i \leq c_{j+1}\}$$

Estes valores, $O_j, 1 \leq j \leq N_c$, chamam-se frequências absolutas e possuem a propriedade,

$$\sum_{j=1}^{N_c} O_j = N$$

Seleccionando uma amostra significativa, para qualquer valor aleatório da população x_i tem-se que, a sua ocorrência numa determinada classe é definida pela probabilidade $f_j = n_j/N$.

Estes valores chamam-se frequências relativas e possuem a propriedade,

$$\sum_{j=1}^{N_c} f_j = 1$$

Para sua representação numa tabela de frequências, é necessário estas classes terem igual amplitude h , dispondo-se em N_c classes disjuntas,

$$C_j =]c_j; c_{j+1}], \quad j = 1, \dots, N_c$$

A união de todas as classes deve incluir toda a amostra, ou seja,

$$\bigcup_{j=1}^{N_c}]c_j; c_{j+1}] \supset [m; M]$$

Pela existência de limites inferior e superior finitos na amostra, escolheu-se $C_1 = [m; m + h[$ e $C_{N_c} =]M - h; M]$, para o primeiro e o último intervalo, respetivamente.

Modelos de distribuição – leis de probabilidade

Distribuição normal (ou de Gauss)

Considere-se uma amostra aleatória de dimensão $N \geq 30$, cuja população tem distribuição normal e parâmetros desconhecidos, os quais podem ser substituídos pelos dados amostrais.

Assim, o estimador da média μ de uma população é dado por:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$

Este parâmetro define a média \bar{x} de uma amostra X e exprime a tendência central da amostra para distribuições discretas.

A variância σ^2 de uma população é dada por:

$$\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2$$

A variância σ^2 de uma amostra X , é uma medida de dispersão para distribuições discretas.

A divisão por $N - 1$ permite reduzir o afastamento da média do parâmetro entre as diversas amostras retiradas da população e a respectiva população.

Para o cálculo da probabilidade de uma variável aleatória x_i , usa-se a função cumulativa de probabilidades da distribuição Normal definida por,

$$P(X \leq x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx, \quad \mu, \sigma \in \mathfrak{R} \text{ e } \sigma > 0$$

Em que, σ é o desvio padrão, μ é o valor médio e X são o conjunto de valores possíveis na amostra.

Efectuando uma transformação e utilizando técnicas numéricas de cálculo, obtêm-se os valores da função reduzida,

$$\Phi(z_i) = P(z \leq z_i) = \int_{-\infty}^{z_i} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz, \quad z_i \in \mathfrak{R}$$

Em que, $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$ é a variável reduzida de Gauss.

Parâmetros da população – Intervalos de confiança

A obtenção dos parâmetros pelo processo de estimadores, não confere precisão na transposição de dados amostrais para populacionais, e por conseguinte, os parâmetros verdadeiros estão num intervalo de valores possíveis, definido pelo intervalo de confiança.

Considerando um intervalo de confiança $(1 - \alpha)$, o valor médio μ de uma população normal e de variância σ^2 desconhecida é (Miguens M., 2009):

$$IC_{100(1-\alpha)\%}(\mu) \equiv \left[\bar{x} - t_{N-1;\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{S^2}{N}}; \bar{x} + t_{N-1;\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{S^2}{N}} \right]$$

Admitindo um intervalo de confiança igual, o valor da variância σ^2 de uma população normal e de valor médio desconhecido é,

$$IC_{100(1-\alpha)\%}(\sigma^2) \equiv \left[\frac{(n-1)S^2}{\chi_{N-1;\alpha/2}^2}; \frac{(n-1)S^2}{\chi_{N-1;1-\alpha/2}^2} \right]$$

Esta variável aleatória segue a distribuição qui-quadrado χ_{N-1}^2 com $N - 1$ graus de liberdade.

Devido à assimetria da distribuição qui-quadrado, adoptou-se a simplificação de probabilidades iguais para o intervalo de confiança.

Distribuição Ficher-Tippett tipo I (ou de Gumbel)

Para uma amostra constituída por dados aleatórios, serão utilizados para estimadores dos parâmetros populacionais desconhecidos, os métodos dos momentos e máxima verosimilhança.

Pelo método dos momentos o parâmetro de forma define-se conforme (Reiss & Thomas, 2007),

$$\varphi^2 = \frac{6}{\pi^2} \cdot s^2$$

Enquanto o parâmetro de posição é,

$$\phi = \bar{x} - \gamma \cdot \varphi$$

Em que, \bar{x} e s^2 são os parâmetros da média e variância da amostra, $\gamma = 0,577216$ é a constante de Euler.

Alternativamente, pelo método de máxima verosimilhança vem (Oliveira, 1997),

$$\frac{1}{\varphi} = \bar{x} - \frac{\sum_{i=1}^N x_i \cdot \frac{1}{e^{\varphi \cdot x_i}}}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{e^{\varphi \cdot x_i}}}$$

Em que, o parâmetro de forma é a incógnita da equação, e pode ser obtido à custa de métodos numéricos (Vaz, 2007). No presente caso adoptou-se como opção o Método de Nelder Mead.

Segue-se o parâmetro de posição retirado de,

$$\frac{N}{e^{\varphi \cdot \phi}} = \sum_{i=1}^N \frac{1}{e^{\varphi \cdot x_i}}$$

Para o cálculo da probabilidade de uma variável aleatória x_i , usa-se a função cumulativa de probabilidades da distribuição Ficher-Tippett tipo I definida por:

$$P(X \leq x_i) = e^{-e^{-\varphi(x_i - \phi)}}$$

Em que, φ e ϕ são os parâmetros de escala e posição, X são o conjunto de valores possíveis na amostra.

Optando pela transformação $z = \varphi(x - \phi)$ chamada variável reduzida, obtém-se,

$$P(z \leq z_i) = e^{-e^{-z_i}}$$

Parâmetros da população – Intervalos de confiança

Para o método da máxima verosimilhança, a precisão das estimativas é definida pelos seus intervalos de confiança (Oliveira, 1997) e (Casella & Berger, 2002).

Admitindo um coeficiente de confiança $(1 - \alpha)$, o parâmetro de posição ϕ de uma população assintótica de extremos do tipo I é,

$$IC_{100(1-\alpha)\%}(\phi) \equiv \left[\phi - z_{\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{1,1087}{N \cdot \varphi^2}}; \phi + z_{\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{1,1087}{N \cdot \varphi^2}} \right]$$

Para as mesmas condições, o parâmetro de escala φ é,

$$IC_{100(1-\alpha)\%}(\varphi) \equiv \left[\varphi - z_{\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{0,6079}{N \cdot \varphi^2}}; \varphi + z_{\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{0,6079}{N \cdot \varphi^2}} \right]$$

Por estarmos sob condições do teorema do limite central, os intervalos de confiança dos parâmetros ϕ e φ podem ser obtidos pela aproximação da distribuição normal assintótica dos estimadores de máxima verosimilhança.

Avaliação da adequação estatística – teste de hipóteses

Para garantir a aproximação necessária do modelo de distribuição adoptado ao comportamento do fenómeno natural, compararam-se os resultados teóricos com as observações (fenómeno natural) através de testes estatísticos de rejeição.

A aplicação destes testes para um estabelecido nível de significância α , isto é, a probabilidade de rejeitar uma hipótese correcta H_0 , consiste em averiguar se a amostra da população tem a distribuição em análise.

O critério de decisão para a distribuição será,

$$H_0: X \text{ tem a distribuição projectada vs } H_1: X \text{ não tem a distribuição projectada}$$

Ocorrendo H_1 se o teste de ajuste adoptado exceder o valor crítico estabelecido, para um nível de significância α .

Regras preliminares de abordagem

Num estudo prévio (procedimento ligeiro de exploração dos dados da amostra cuja demonstração está em (Oliveira, 1997)) define-se para a amostra aleatória de dimensão N um parâmetro livre de localização e dispersão $Q_{N:0}$,

$$Q_{N:0} = \frac{\text{Max}\{X\} - \text{Med}\{X\}}{\text{Med}\{X\} - \text{Min}\{X\}}$$

Adoptando um coeficiente de confiança $(1 - \alpha)$ a decisão é definida pelo critério,

$$P(z_b \leq z \leq z_a) = 1 - \alpha$$

Sendo,

$$z = \frac{Q_{N:0} - \beta_{N:0}}{\alpha_{N:0}}$$

e,

$$z_a = \varphi(x_a - \phi)$$

e,

$$z_b = \varphi(x_b - \phi)$$

Em que o intervalo de decisão para adoção da distribuição Gumbel, encontra-se definida pelos valores (b, a). Os valores propostos aos coeficientes $\beta_{N:0}$ e $\alpha_{N:0}$ são,

$$\beta_{N:0} = \frac{\log N + \log \log 2}{\log \log N - \log \log 2}$$

e,

$$\alpha_{N:0} = (\log \log N)^{-1}$$

Os valores correspondentes para um nível de significância usuais são,

Tabela 1 - Nível de significância, (Oliveira, 1997)

α	z_b	z_a
0,050	-1,561334	3,161461
0,025	-1,719620	3,841321
0,010	-1,893530	4,740459
0,001	-2,222951	7,010001

Teste do qui-quadrado

Este teste consiste em avaliar a aderência da distribuição teórica com a do fenómeno natural em N_c intervalos, distinguindo através da divisão as características da distribuição e o seu respectivo ajuste.

Para a estatística do teste $\chi_{Obs.}^2$, adoptou-se o seguinte critério de decisão para um nível de significância α ,

$$\text{Rejeitar } H_0 \text{ se } \chi_{Obs.}^2 = \sum_{i=1}^{N_c} \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} > \chi_{v:\alpha}^2$$

Em que, O_i e E_i são as frequências absolutas das distribuições empírica e teórica para a classe i ; ($E_i = N \cdot P_i$, em que N é a dimensão da amostra e P_i a probabilidade da classe i para a distribuição teórica adoptada).

A estatística do teste é próxima da distribuição qui-quadrado χ_v^2 com um número de graus de liberdade igual a $v = (N_c - 1 - l)$, onde l é o número de parâmetros estimados.

Teste de Kolmogorov-Smirnov

Este teste avalia a qualidade da aproximação para cada uma das N variáveis aleatórias existentes na amostra, e expressa para um nível de significância α se a distribuição teórica é adequada à sua homóloga empírica.

Para a estatística do teste $D_{Obs.}$, adoptou-se o seguinte critério de decisão para um nível de significância α ,

$$\text{Rejeitar } H_0 \text{ se } D_{Obs.} = \max_{x_i} |S(x_i) - F(x_i)| > D_{n:\alpha}$$

Em que, a variável aleatória do teste $D_{Obs.}$ corresponde à máxima diferença das distribuições empírica $S(x_i)$ e teórica $F(x_i)$, em valor absoluto.

Intervalo de recorrência para eventos

Define-se período de retorno $T(x)$, no seguimento de observações de um evento, à duração média entre as suas realizações.

Na prática quer-se conhecer a probabilidade de uma variável aleatória a não ser excedida num dado ano. Para uma estrutura com 50 anos de duração essa variável a satisfaz (período de projecto):

$$T(a) = \frac{1}{1 - F(a)} \geq 50$$

E pela independência de acontecimentos, a sua probabilidade de não ser ultrapassada em n anos sucessivos é,

$$F^n(a) = \left(1 - \frac{1}{T(a)}\right)^n$$

À probabilidade da ocorrência, desse evento ser ultrapassado pelo menos uma vez em n anos sucessivos é designada por Risco,

$$R(a, n) = 1 - F^n(a) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T(a)}\right)^n$$

Pressupondo desconhecido o modelo de distribuição do fenómeno natural, é possível determinar o período de retorno para um coeficiente de confiança $1 - \alpha$ (período de projecto definido por uma distribuição normal):

$$T(a) > \bar{T}_k \left(1 + \frac{z_\alpha \sqrt{1 - 1/\bar{T}_k}}{\sqrt{k}}\right)$$

Designando \bar{T}_k a média de ocorrências para um período de tempo,

$$\bar{T}_k = \frac{n}{k}$$

Em que, n é o número de anos, k é o número de ocorrências do evento, z_α a variável aleatória da distribuição normal reduzida.

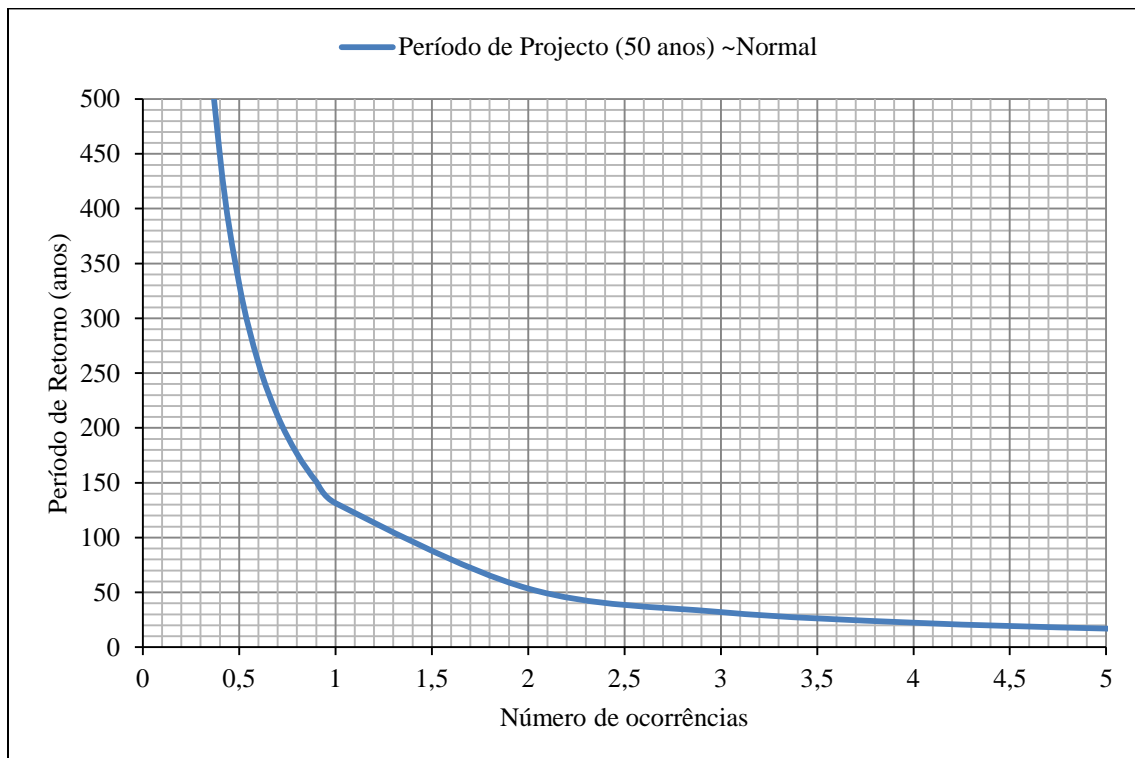


Gráfico 1 - Período de retorno em função do número de ocorrências de um evento meteorológico extremo

O período de retorno admitido de 50 anos (período de vida da estrutura em análise) traduz-se em números de ocorrência durante o período de vida da estrutura igual a 2,106.

O período de retorno para um dado período de vida útil da estrutura e o correspondente risco variável são dados pelo gráfico,

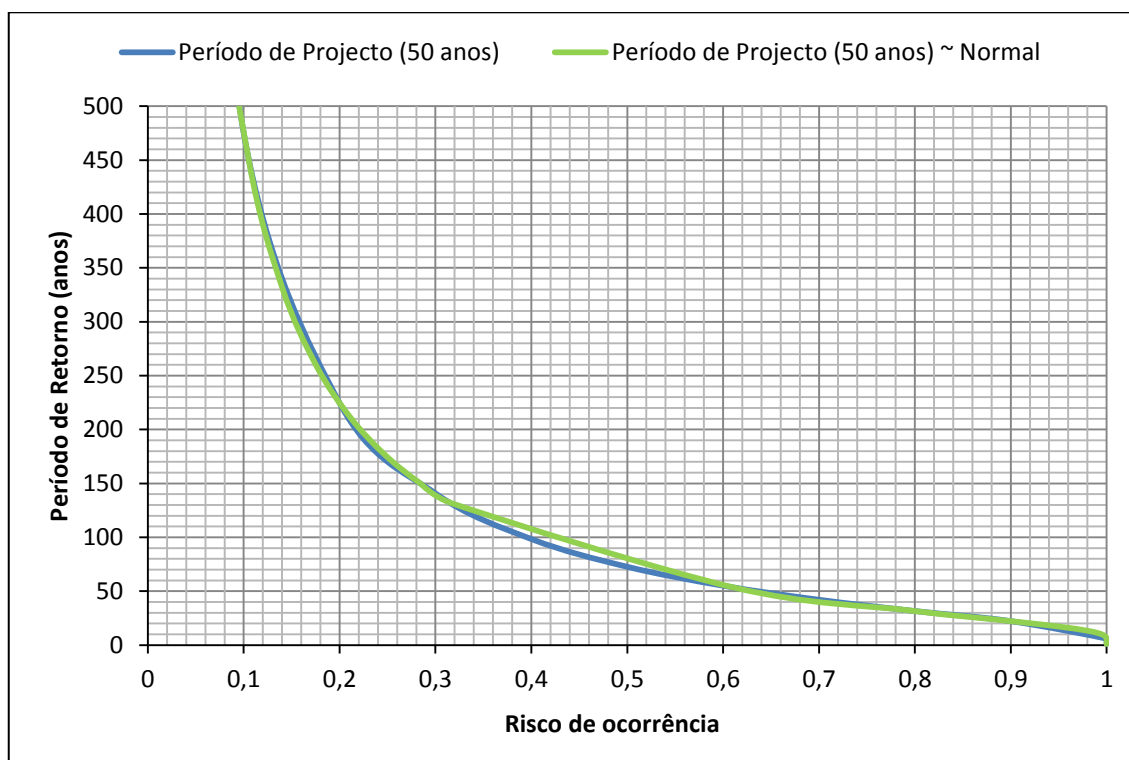


Gráfico 2 - Período de retorno em função do risco de ocorrência de um evento meteorológico extremo

Coefficiente de probabilidade

A velocidade média proposta para o vento, pode ser alterada para uma probabilidade anual p pretendida multiplicando pela seguinte expressão (Cook, 2007):

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

Em que, c_{prob} é o coeficiente de probabilidade, K é um parâmetro de forma, função do coeficiente de variação da distribuição de valores extremos (seleccionado no lado da segurança, pelo majorante de um conjunto de dados):

$$K = Maj. \{ \varphi \cdot \phi \}_{Mensal}$$

Onde, φ e ϕ são os parâmetros de forma e de posição das distribuições de Gumbel que aproximam a velocidade mensal de rajada do vento.

Por fim, n é o expoente que possibilita ao quociente das velocidades de pico ser igual ao quociente das velocidades médias, em que os numeradores e os denominadores são referentes a probabilidades distintas mas entre si têm a mesma probabilidade (no denominador estão sempre os valores de referência, ou seja, os valores cuja probabilidade anual de excedência é 2%):

$$\frac{\frac{\text{probabilidade anual } p}{\widehat{v}_b}}{\frac{v_b}{\text{probabilidade anual } 0,98}} = \left(\frac{\frac{\text{probabilidade anual } p}{\widehat{v}_p}}{\frac{v_p}{\text{probabilidade anual } 0,98}} \right)^n$$

Em que, p representa a probabilidade anual de excedência.

Comentários aos resultados

Para o tratamento estatístico admitiu-se como hipótese que as dimensões das amostras são representativas das populações em estudo. Assumiu-se também como simplificação que os parâmetros (média, desvio padrão, escala e forma) das amostras coincidem com os parâmetros das populações (estimação por intervalo de 98% de confiança, conforme o EC1).

Velocidade do vento

De acordo com observações baseadas em (Sousa & Esteves, 2007), (Cook, 2007), (NP EN 1991-1-4, 2010), a congruência da estatística é em parte garantida, porque tem-se uma amostra aleatória de dimensão $N \geq 30$. Porém, para cada classe não predominou a frequência esperada não inferior a $E_i \geq 5$. No entanto, é permitido prosseguir o teste com moderada confiança desde que a frequência esperada seja no mínimo $E_i \geq 1$ e não contemple mais de 20% da dimensão da amostra.

Para a velocidade básica de referência do vento verificou-se que a distribuição normal se aproxima com um nível satisfatório, considerando os testes de hipóteses seguintes: nível de significância superior a 20% atendendo ao teste de Kolmogorov-Smirnov (qualidade da aproximação), e nível de significância superior ou igual a 5% para o teste do qui-quadrado (qualidade do ajustamento).

Para a velocidade de pico do vento seguiu-se, primeiramente, os critérios de escolha definidos pelo LNEC (NP EN 1991-1-4, 2010) para eventos meteorológicos extremos, e de facto, verificou-se que a distribuição Ficher-Tippett tipo I se aproxima com um grau de significância de 1% e 20% para os testes de aderência e de qualidade da aproximação, respectivamente. Por último, utilizando a referência do risco anual de ser excedido $1 - p = 0,02$, obtiveram-se os valores $K = 0,2$ e $n = 0,5$, que correspondem aos valores regulamentares europeus.

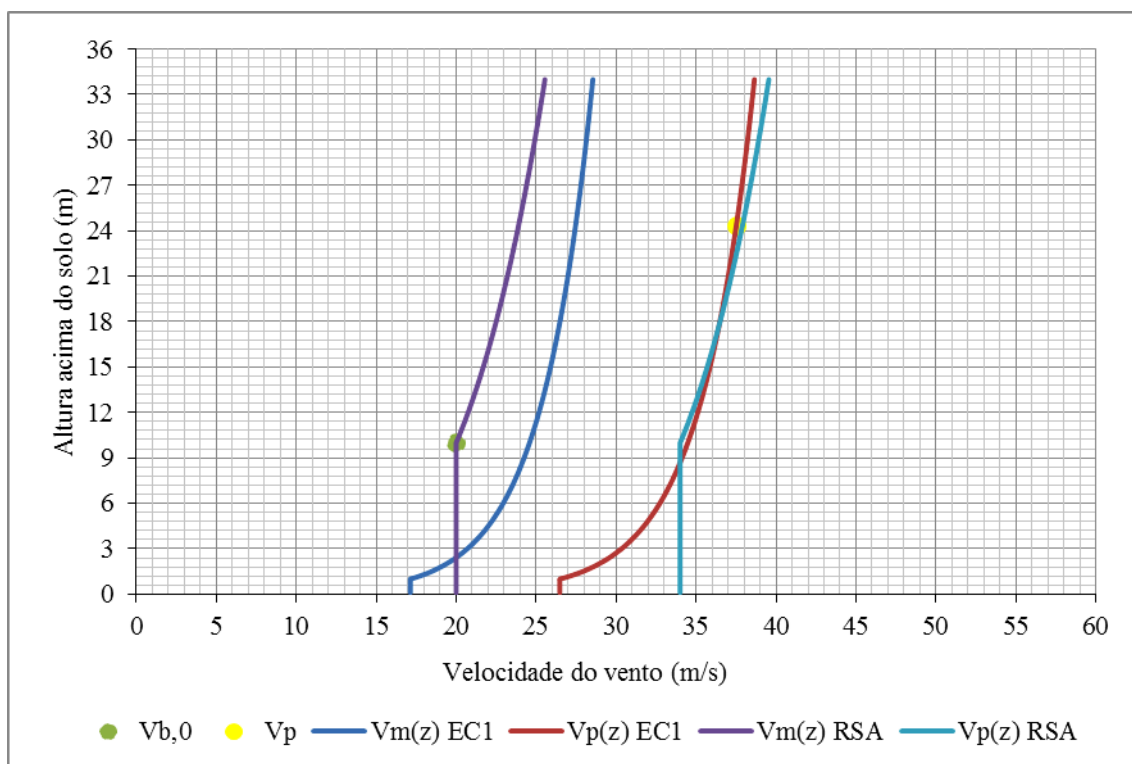
Tabela 2 – Estimativas da velocidade do vento por meio da análise estatística

Tabela 2 – Estimativas da velocidade do vento por meio da análise estatística		
Velocidade do vento	Rugosidade do solo do tipo II - RSA	Comentários
Valor básico de referência (dados populacionais)	$v_{b,0} = 16.5 \text{ m/s}$	Valor característico com probabilidade anual de ser excedido em 0.02, correspondendo a um período médio de retorno igual a 50 anos.
Rajada mais forte ¹ (dados populacionais)	$v_p = 37.5 \text{ m/s}$	
¹ Esta velocidade de pico do vento está determinada para uma altura de 24,3 m (proveniência das observações) acima do nível do solo.		

Refira-se que apesar de existirem informações acerca dos procedimentos e dos aparelhos usados para efectuar as leituras das velocidades de vento, não existe uma indicação clara do local onde se procedeu à sua recolha, (Andrade, A.S. et al., 1938-1976). Porém, assumindo que as leituras foram efectuadas no Observatório João Capelo ou na sua proximidade (zona costeira exposta aos ventos do mar), é possível presumir que as velocidades do vento tenham sido recolhidas numa categoria de terreno II, I ou 0 segundo a classificação do EC1 (ou rugosidade de terreno tipo II pelo RSA). Adicionalmente, apesar de pouco provável, também não se sabe ao certo se não existiram condições de orografia que induziram uma exposição ao vento particularmente desfavorável (comum em vales, estuários e faixa costeira), e cuja correcção deveria ser tida em conta devido ao forte efeito na velocidade do vento (provoca uma clara obstrução ao livre escoamento do ar que influencia o escoamento, acelerando o vento junto ao solo).

Na verdade, ao considerar-se um valor básico da velocidade de referência do vento igual a $20,0 \text{ m/s}$ (valor máximo do conjunto de dados), e uma categoria de terreno I (ou rugosidade de terreno tipo II pelo RSA), a velocidade de pico do vento à cota 24,3 m é bastante próxima de 37.5 m/s , tanto para a abordagem do Eurocódigo (perfil de velocidades médias do tipo logarítmico) ou do RSA (perfil do tipo potência), ver Gráfico 3.

Quanto às diferenças obtidas pelo Eurocódigo, refira-se que ao se utilizarem os coeficientes de turbulência e de orografia recomendados (valores unitários), para terreno aberto e plano, presume-se que a turbulência seja constante em todas as alturas. Todavia, na realidade a turbulência é constante apenas perto do terreno e reduz-se significativamente com a altura, tornando o modelo simplificado do Eurocódigo não conversativo entre os 10 m e os 100 m de altura (Cook, 2007).

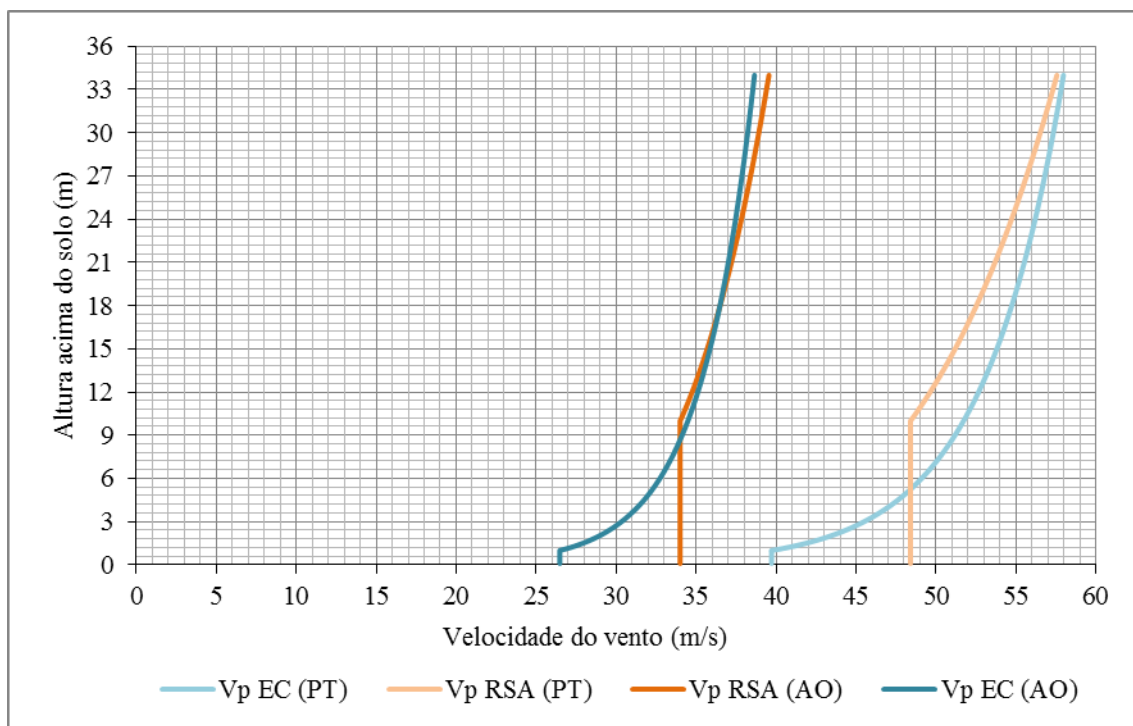


Legenda:

$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento para a zona de Luanda
v_p	velocidade de pico do vento para a zona de Luanda à altura 24,3 m
$v_m(z)$ EC1	velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do EC1
$v_p(z)$ EC1	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do EC1
$v_m(z)$ RSA	velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do RSA
$v_p(z)$ RSA	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do RSA

Gráfico 3 - Estimativa da velocidade do vento em função da altura acima do solo para a região de Luanda

Por fim, para efectuar uma comparação entre as diferentes velocidades em território português (utilizado em projecto) e angolano, seguiram-se as abordagens do EC1 e do RSA (ver Gráfico 4, para uma categoria de terreno I e rugosidade do tipo II, respectivamente).



Legenda:

$v_p(z)$ EC (PT)	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do EC1 e o valor básico da velocidade de referência do vento para território português
$v_p(z)$ RSA (PT)	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do RSA e o valor básico da velocidade de referência do vento para território português
$v_p(z)$ RSA (AO)	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do RSA e o valor básico da velocidade de referência do vento para território angolano
$v_p(z)$ EC (AO)	velocidade de pico do vento a uma altura z acima do solo, adoptando as premissas do EC1 e o valor básico da velocidade de referência do vento para território angolano

Gráfico 4 - Diferenças na velocidade de pico do vento entre o território português e o angolano.

Temperatura do ar

Tal como anteriormente, a congruência da estatística é em parte garantida e nem sempre em cada classe existe uma frequência esperada não inferior a $E_i \geq 5$, mas ainda assim foi possível prosseguir o teste com moderada confiança.

Em ambas as temperaturas (máxima e mínima) verificou-se que a distribuição normal se aproxima com um nível satisfatório, considerando os testes de hipóteses seguintes: nível de significância superior a 20% atendendo ao teste de Kolmogorov-Smirnov (qualidade da aproximação), e nível de significância superior ou igual a 5% para o teste do qui-quadrado (qualidade do ajustamento).

Tabela 3 – Estimativas da temperatura do ar por meio da análise estatística

Estação	Temperatura do ar (dados populacionais)	Comentários
Verão	$T_{max} = 37 \text{ }^{\circ}\text{C}$	Valor característico com probabilidade anual de ser excedido em 0.02, correspondendo a um período médio de retorno igual a 50 anos.
Inverno	$T_{min} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C}$	

Tabela 4: Valores da maior velocidade máxima diária do vento em km/h, para cada ano e mês, com recurso a anemógrafo.												
Legenda: Rajada mais forte km/hora, na região de Luanda.												
Ano	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
1938	44,3	47,2	65,9	69,5	33,8	42,1	31,7	31,7	32,4	40,3	43,2	61,6
1939	71,1	56,0	103,9	95,8	84,7	53,9	55,4	37,8	43,4	47,9	58,0	60,5
1940			59,5	85,7	48,4	49,4	54,3	38,8	41,3	53,9	60,5	68,0
1941	53,9	53,9	86,7	62,7	59,9	52,4	45,9	45,4	45,0	54,4	57,6	58,7
1942	50,0	57,6	64,8	79,2	45,7	47,2	43,6	44,6	59,0	52,6	56,9	58,0
1943	51,8	54,0	52,2	77,4	54,0	42,5	44,3	44,3	46,8	54,0	61,6	60,5
1944	92,9	82,8	69,5	83,0	70,6	51,1	46,8	42,5	45,7	50,4	69,8	73,8
1945	52,2	67,7	136,8	86,4	41,8	50,4	38,0	36,0	42,0	52,0	81,4	61,6
1946	49,0	57,0	63,0	64,0	55,0	49,0	40,0	46,0	41,0	49,0	62,0	54,0
1947	65,0	78,0	90,0	90,0	72,0	56,0	45,0	44,0	47,0	64,0	63,0	55,0
1948	60,0	57,0	62,0	90,0	56,0	58,0	70,0	58,0	66,0	71,0	67,0	96,0
1949	95,0	82,0	75,0	110,0	83,0	58,0	54,0	47,0	50,0	67,0	68,0	66,0
1950	61,0	77,0	82,0	69,0	64,0	49,0	40,0	37,0	46,0	51,0	58,0	49,0
1951	43,0	54,0	56,0	68,0	49,0	55,0	41,0	41,0	38,0	50,0	49,0	52,0
1952	55,0	57,0	66,0	68,0	52,0	44,0	43,0	41,0	49,0	52,0	57,0	50,0
1953	51,0	71,0	57,0	66,0	48,0	49,0	44,0	48,0	50,0	49,0	50,0	52,0
1954	53,0	60,0	57,0	78,0	61,0	41,0	46,0	33,0	48,0	52,0	53,0	52,0
1955		48,0	52,0	70,0	44,0	47,0	46,0	37,0	41,0	44,0	61,0	56,0
1956	46,0	56,0	73,0	65,0	56,0	46,0	44,0	33,0	52,0	39,0	42,0	45,0
1957	40,0	32,0	46,0	58,0	44,0	32,0	29,0	33,0	34,0	39,0	66,0	38,0
1958	44,0	53,0	80,0	108,0	48,0	68,0	64,0		42,0	58,0	71,0	56,0
1959	64,0	57,0	58,0	72,0	69,0	45,0	43,0	35,0	52,0	47,0	53,0	50,0
1960	50,0	55,0	64,0	68,0	69,0	43,0	48,0	40,0	43,0	44,0	56,0	74,0
1961	46,0	54,0	49,0	58,0	47,0	47,0	38,0	49,0	47,0	45,0	48,0	41,0
1962	49,0	63,0	72,0	65,0	45,0	52,0	43,0	39,0	46,0		56,0	50,0
1963	51,0	48,0	86,0	88,0	49,0	40,0	47,0	43,0	50,0	53,0	43,0	47,0
1964	52,0	52,0	53,0	54,0	72,0	37,0	43,0	35,0	35,0	45,0	58,0	48,0
1965	46,0	59,0	57,0	89,0	43,0	45,0		36,0	44,0	44,0	45,0	57,0
1966	51,0	49,0	57,0	67,0	41,0		36,0	37,0	50,0	53,0	71,0	66,0
1967	43,0	50,0	76,0	57,0	59,0	44,0	35,0	35,0	43,0	51,0	49,0	40,0
1968	43,0	47,0	55,0	84,0	46,0	46,0	39,0	36,0	46,0	47,0	48,0	52,0
1969	47,0	53,0	67,0	90,0	38,0	46,0	37,0	42,0	44,0	50,0	47,0	47,0
1970	56,0	58,0	75,0	61,0	45,0	45,0	30,0	32,0	42,0	44,0	42,0	43,0
1971	50,0	67,0	77,0	67,0	38,0	44,0	33,0	38,0	50,0	49,0	46,0	52,0
1972	47,0	50,0	51,0	55,0	36,0	37,0	46,0	30,0	47,0	45,0	63,0	54,0
1973	39,0	59,0	75,0	72,0	37,0	38,0	40,0	37,0	47,0	49,0	48,0	44,0
1974	50,0	50,0	72,0	86,0	43,0	49,0	37,0	43,0	46,0	47,0	55,0	47,0
1975	50,0	53,0	62,0	60,0	57,0	26,0	34,0	25,0	33,0	51,0	50,0	54,0
1976	52,0	80,0	49,0	64,0	44,0	41,0	43,0	32,0		46,0	50,0	

Tabela 5: Valores da velocidade mais forte diária do vento (km/h) referida a períodos de 60 min, para cada ano e mês, utilizando um anemógrafo e um cata-vento.

Legenda: Vento “mais forte” km/hora, na região de Luanda.												
Ano	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
1938	39,6	43,2	43,9	35,6	28,8	37,1	28,8	23,8	28,8	32,4	36,0	39,6
1939	52,9	50,4	51,0	40,3	41,9	47,9	46,9	34,3	36,8	43,4	49,4	52,4
1940			53,5	44,8	39,8	39,3	42,8	33,3	34,3	43,4	53,5	59,5
1941	44,8	44,8	45,9	41,3	50,4	42,8	38,4	32,0	38,2	42,1	45,0	43,2
1942	38,5	43,6	45,0	70,6	35,3	36,0	33,1	34,6	44,3	38,2	45,4	43,6
1943	42,1	41,8	41,0	41,4	41,0	34,2	36,0	33,8	33,8	38,2	47,9	46,8
1944	43,2	45,0	41,0	50,4	34,9	37,4	32,8	30,6	34,2	39,2	43,2	38,5
1945	40,0	43,0	51,0	40,0	32,0	39,0	23,0	24,0	27,0	30,0	35,0	35,0
1946	30,0	37,0	33,0	30,0	31,0	41,0	29,0	33,0	29,0	41,0	50,0	47,0
1947	41,0	40,0	33,0	30,0	27,0	42,0	33,0	27,0	32,0	37,0	50,0	38,0
1948	38,0	36,0	43,0	39,0	41,0	39,0	44,0	36,0	37,0	52,0	40,0	42,0
1949	50,0	39,0	47,0	37,0	44,0	39,0	34,0	37,0	37,0	47,0	52,0	44,0
1950	43,0	41,0	37,0	43,0	32,0	37,0	30,0	29,0	36,0	38,0	40,0	33,0
1951	31,0	42,0	39,0	32,0	36,0	39,0	30,0	30,0	29,0	36,0	40,0	37,0
1952	39,0	34,0	38,0	36,0	38,0	32,0	33,0	31,0	35,0	42,0	42,0	38,0
1953	37,0	45,0	41,0	38,0	33,0	38,0	34,0	34,0	36,0	35,0	37,0	37,0
1954	42,0	46,0	42,0	37,0	35,0	33,0	39,0	30,0	41,0	43,0	44,0	41,0
1955		39,0	43,0	38,0	39,0	41,0	33,0	26,0	38,0	42,0	36,0	39,0
1956	39,0	45,0	45,0	41,0	38,0	39,0	36,0	31,0	43,0	36,0	37,0	41,0
1957	39,0	30,0	35,0	30,0	28,0	30,0	24,0	28,0	37,0	33,0	39,0	34,0
1958	35,0	40,0	42,0	39,0	36,0	41,0	39,0		34,0	45,0	41,0	45,0
1959	40,0	42,0	42,0	37,0	35,0	37,0	35,0	29,0	43,0	40,0	39,0	41,0
1960	42,0	47,0	42,0	35,0	38,0	34,0	37,0	33,0	36,0	37,0	40,0	42,0
1961	36,0	45,0	38,0	31,0	37,0	37,0	28,0	40,0	35,0	36,0	41,0	33,0
1962	43,0	44,0	35,0	36,0	35,0	40,0	34,0	30,0	38,0		45,0	40,0
1963	43,0	39,0	42,0	38,0	39,0	35,0	39,0	32,0	43,0	45,0	37,0	45,0
1964	43,0	43,0	46,0	42,0	36,0	32,0	36,0	30,0	27,0	40,0	43,0	42,0
1965	41,0	38,0	35,0	36,0	34,0	38,0		31,0	36,0	40,0	38,0	45,0
1966	37,0	40,0	37,0	33,0	35,0		31,0	33,0	40,0	43,0	40,0	34,0
1967	35,0	37,0	46,0	42,0	41,0	37,0	31,0	31,0	34,0	40,0	43,0	35,0
1968	35,0	35,0	38,0	45,0	37,0	37,0	32,0	29,0	36,0	37,0	38,0	40,0
1969	37,0	39,0	35,0	36,0	30,0	34,0	29,0	33,0	34,0	44,0	38,0	37,0
1970	43,0	48,0	37,0	35,0	37,0	35,0	25,0	25,0	35,0	36,0	35,0	36,0
1971	41,0	39,0	40,0	34,0	31,0	35,0	27,0	29,0	38,0	37,0	37,0	42,0
1972	38,0	42,0	44,0	35,0	30,0	29,0	39,0	24,0	37,0	36,0	37,0	34,0
1973	28,0	42,0	38,0	31,0	30,0	31,0	31,0	30,0	39,0	40,0	39,0	35,0
1974	36,0	40,0	42,0	44,0	36,0	38,0	29,0	34,0	35,0	39,0	39,0	36,0
1975	39,0	44,0	43,0	35,0	33,0	22,0	27,0	21,0	25,0	43,0	42,0	45,0
1976	45,0	46,0	39,0	35,0	36,0	33,0	35,0	25,0		39,0	40,0	

Tabela 6: Valores da maior temperatura máxima diária do ar à sombra em °C, para cada ano e mês, com recurso a termómetros num abrigo de Stevenson.

Legenda: Temperatura máxima do ar à sombra °C, na região de Luanda.

Ano	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
1938	32,8	33,7	34,1	32,8	30,5	28,9	27,5	27,4	27,9	30,2	34,5	31,7
1939	32,3	32,7	33,3	33,3	32,5	31,4	26,1	26,7	27,0	28,5	29,8	31,4
1940	31,9	33,8	33,5	34,3	30,3	28,1	26,0	27,4	28,0	29,9	29,9	31,3
1941	31,6	33,1	34,2	32,6	31,3	29,2	26,2	25,8	27,7	29,7	30,6	31,4
1942	31,1	31,7	32,9	31,9	29,9	28,6	25,3	25,7	27,0	28,5	29,9	30,9
1943	30,7	30,7	31,4	31,2	29,5	24,6	24,7	25,1	26,6	29,6	29,7	30,3
1944	31,4	33,4	33,6	34,6	35,0	28,7	28,4	28,7	27,1	29,6	32,1	31,6
1945	32,1	33,0	31,8	33,1	31,9	28,0	26,5	26,5	27,6	30,1	30,8	32,1
1946	32,0	32,5	31,3	30,8	29,8	26,4	25,0	26,0	29,0	28,9	30,8	32,5
1947	32,1	33,4	33,7	33,2	34,3	31,2	26,3	27,7	28,9	29,6	31,3	29,2
1948	32,4	31,4	32,3	32,9	29,8	28,2	26,8	27,0	27,7	29,0	31,0	31,4
1949	32,0	33,0	33,4	34,6	35,6	30,9	27,7	26,6	29,3	31,2	31,2	31,8
1950	32,0	33,6	34,4	33,3	31,4	29,3	25,4	26,2	27,2	29,0	30,3	30,5
1951	30,7	32,8	32,7	33,4	32,2	27,5	26,1	25,8	28,6	29,8	31,2	31,3
1952	31,8	32,8	34,2	33,2	32,6	27,9	25,6	25,5	26,8	29,5	30,8	29,9
1953	31,4	33,0	32,5	32,4	30,7	32,7	27,5	24,8	26,2	27,8	29,2	28,0
1954	28,4	31,2	31,2	32,0	29,7	25,9	23,5	24,7	26,2	28,8	29,4	29,1
1955	30,8	29,9	31,3	32,4	30,1	26,6	24,8	24,4	26,3	28,8	30,0	30,1
1956	30,0	32,0	30,4	30,9	30,0	29,9	25,6	25,4	26,8	29,0	28,5	29,5
1957	30,7	32,4	32,5	32,7	33,6	27,8	26,0	25,5	25,5	28,9	30,2	31,5
1958	31,1	30,1	30,5	31,1	28,1	25,5	24,9	25,2	27,0	28,9	29,8	30,6
1959	31,2	32,2	31,9	32,4	29,0	25,5	25,2	24,4	27,0	28,6	29,7	30,6
1960	31,0	31,7	32,0	32,1	31,9	26,9	26,0	26,7	27,1	29,7	31,0	31,7
1961	32,0	31,7	33,0	31,8	30,5	25,9	24,9	25,6	27,4	30,2	30,5	31,1
1962	31,6	32,5	32,5	32,9	31,3	28,2	25,4	25,7	27,1	29,0	30,5	31,4
1963	32,2	32,7	34,0	32,9	33,6	29,9	26,6	27,5	27,8	28,0	30,1	31,6
1964	32,5	31,5	32,2	32,1	31,8	28,7	26,7	25,5	27,5	28,0	29,2	30,5
1965	30,0	32,4	32,5	33,8	32,7	28,2	25,2	26,0	27,6	28,2	28,6	29,3
1966	31,3	31,7	31,9	33,2	31,6	28,5	28,2	25,4	26,7	28,9	32,6	31,2
1967	30,7	31,9	31,6	32,0	30,7	27,1	25,0	25,9	26,4	28,0	30,0	30,1
1968	31,5	31,6	32,2	31,2	31,6	27,0	25,0	24,9	26,0	29,0	28,8	29,5
1969	31,7	33,0	33,3	32,5	32,0	27,7	24,7	25,5	26,9	28,0	29,9	30,0
1970	31,0	32,0	33,5	31,6	30,8	27,7	24,7	26,3	27,0	28,0	29,9	30,2
1971	30,3	31,5	34,0	32,6	31,2	29,5	25,7	25,4	27,0	28,3	29,5	28,1
1972	31,2	31,0	31,3	31,3	30,2	27,0	25,9	25,4	26,4	28,8	30,6	31,2
1973	32,3	32,2	32,3	33,0	31,0	28,8	27,5	27,3	28,7	29,5	31,5	30,6
1974	33,6	31,9	32,9	32,7	31,7	28,4	26,6	27,4	27,4	28,4	30,1	29,3
1975	30,7	31,9	32,6	33,2	35,2	28,0	25,5	25,9	27,7	29,4	29,9	30,0
1976	30,2	32,4	32,6	32,0	32,8	26,0	25,4	26,7	27,1	29,0	29,8	30,9

Tabela 7: Valores da menor temperatura mínima diária do ar à sombra em °C, para cada ano e mês, com recurso a termómetros num abrigo de Stevenson.

Legenda: Temperatura mínima do ar à sombra °C, na região de Luanda.

Ano	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
1938	22,0	22,2	22,8	22,0	21,4	17,1	16,1	17,0	17,1	19,8	21,2	21,3
1939	21,3	22,0	22,0	22,0	21,4	19,0	16,2	15,8	17,4	19,1	21,2	21,9
1940	22,2	21,5	22,5	22,8	20,6	16,2	14,6	16,9	17,1	19,1	20,1	21,9
1941	21,3	23,5	23,4	22,7	20,0	16,8	15,7	15,5	17,2	15,5	20,3	21,0
1942	22,1	21,8	22,2	22,3	19,6	17,2	16,0	16,8	18,2	20,9	21,6	21,6
1943	21,4	20,7	22,5	23,1	18,9	17,1	14,9	16,0	17,7	21,3	22,0	22,1
1944	22,6	22,2	23,0	21,8	22,2	17,6	16,9	18,2	18,5	21,0	21,4	22,1
1945	22,6	22,8	21,4	22,0	20,1	16,5	16,9	16,6	17,7	20,4	21,0	22,3
1946	22,4	22,2	22,4	22,3	20,0	17,6	16,3	16,3	19,0	21,0	21,8	22,6
1947	22,7	22,2	22,5	22,3	22,5	19,0	16,4	17,2	17,5	20,3	21,9	19,8
1948	21,2	21,6	21,5	21,3	20,2	18,8	15,8	15,8	17,1	21,0	22,3	21,1
1949	21,0	21,7	22,4	22,1	21,0	18,3	18,2	16,8	18,3	20,6	21,0	21,6
1950	22,4	22,1	22,1	22,0	20,4	18,3	15,5	16,6	17,5	19,4	21,6	22,5
1951	20,6	21,7	22,9	21,9	20,7	17,8	16,8	16,8	18,1	20,4	22,0	22,8
1952	23,3	22,5	22,4	22,3	19,2	17,6	15,3	16,2	17,8	19,2	21,6	21,6
1953	21,6	22,3	22,8	23,0	20,8	16,8	16,2	16,7	17,0	19,5	21,0	20,4
1954	20,7	21,8	22,4	22,0	20,0	16,7	14,8	15,0	17,5	19,3	21,6	21,3
1955	21,7	19,9	23,4	21,3	21,0	17,5	15,1	15,7	18,0	20,7	21,5	20,5
1956	20,7	21,7	22,0	22,0	20,2	16,2	14,7	16,0	18,3	20,1	21,4	20,8
1957	22,0	23,1	21,9	21,7	22,0	16,3	16,4	16,7	18,1	18,2	21,6	23,0
1958	22,6	21,9	22,3	21,7	18,6	14,5	14,6	15,0	17,2	21,4	22,2	21,8
1959	22,9	23,0	22,4	22,2	20,5	17,8	17,0	17,0	18,0	20,0	21,2	21,5
1960	22,7	21,5	22,2	22,0	19,7	16,3	16,9	16,9	19,2	20,4	22,0	22,2
1961	22,8	21,6	20,9	22,5	20,2	15,3	16,4	16,2	18,5	20,4	22,0	22,2
1962	22,8	21,7	21,9	21,6	21,5	16,5	15,8	16,2	15,9	20,4	22,0	22,1
1963	23,1	21,8	22,6	21,4	22,0	19,9	16,4	15,7	19,0	19,1	21,2	21,2
1964	22,6	22,2	23,0	22,3	21,5	17,6	16,8	15,7	18,3	20,0	22,0	22,0
1965	23,0	22,1	21,4	22,1	21,7	17,5	16,5	17,4	18,5	19,4	21,2	21,4
1966	22,6	23,5	22,4	22,1	20,4	17,8	18,1	16,4	17,9	20,2	21,8	22,0
1967	22,2	22,9	22,6	22,3	18,4	18,5	17,0	17,1	18,7	20,4	22,0	21,8
1968	22,8	22,6	22,4	22,0	19,3	16,5	15,5	16,7	18,2	19,9	22,1	21,0
1969	22,8	23,7	23,1	22,0	22,0	17,9	16,6	16,5	17,5	20,2	22,2	23,0
1970	22,3	23,1	22,1	22,5	20,1	17,9	15,8	17,8	19,1	18,9	22,8	21,0
1971	21,8	22,7	22,1	22,1	23,0	19,6	17,8	17,6	18,3	19,8	21,4	19,7
1972	21,3	21,4	23,0	21,8	21,2	16,6	17,0	16,2	18,5	20,1	21,6	22,1
1973	22,2	23,6	22,6	22,7	21,4	17,9	17,5	17,4	19,0	21,1	22,5	20,2
1974	21,6	22,5	21,2	22,3	21,8	18,3	17,5	17,0	18,4	20,0	21,3	21,1
1975	22,2	22,9	22,7	22,5	21,5	19,1	17,4	16,7	18,6	20,5	21,0	22,2
1976	21,3	22,1	21,9	22,6	18,5	16,8	15,6	16,4	17,8	19,0	20,9	21,1

Apêndice 4 - Considerações às bases de concepção de apoios

As considerações a seguir, acerca da concepção de apoios, são referentes às ligações presentes na viga de bordo, em particular, ao comprimento definido pela distância entre os cruzamentos dos alinhamentos 2-E e 4-E, ver *DESENHO N°50*.

Na Figura 1 estão indicadas as ligações e as condições de suporte da viga de bordo (intersecção de elementos estruturais) referentes aos cruzamentos dos alinhamentos 3-E e 4-E (ver *DESENHO N°50*), e que se podem assumir como: na restrição à torção ambas estão fixas; na restrição ao empenamento ambas estão rotuladas; na restrição à flexão uma está fixa e a outra rotulada (SCI/BCSA Connections Group, 2009; Hughes, Iles, & Malik, 2011).

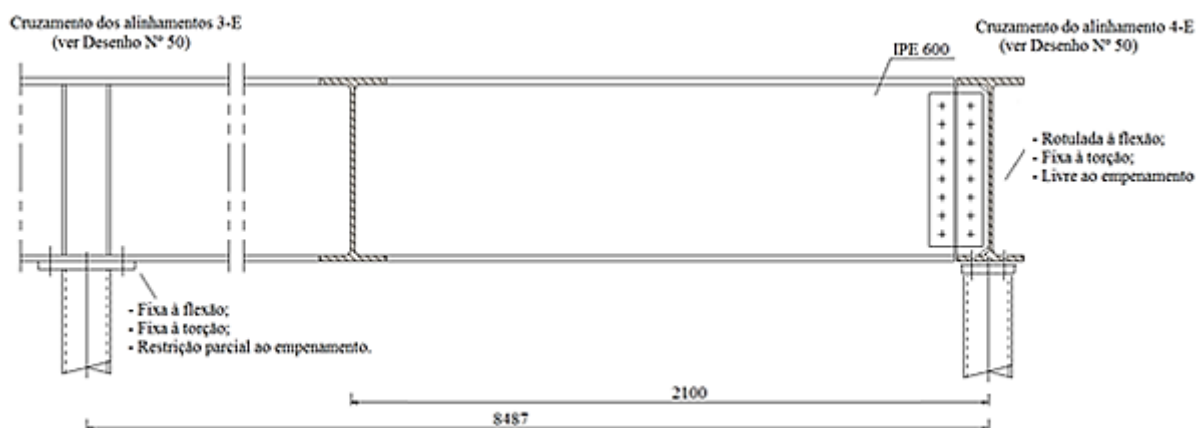


Figura 1 – Representação das diferentes ligações da viga de bordo e respectivas condições de suporte: ligação viga-pilar situada no cruzamento dos alinhamentos 3-E; ligação viga-viga situada no cruzamento dos alinhamentos 4-E

É de acrescentar que a ligação viga-pilar indicada na Figura 1 não é suficiente para restringir o empenamento da viga mesmo que haja restrição à flexão em ambos os eixos com reforços espessos e com altura total da viga (o mesmo sucede com as chapas de extremidade espessas das vigas), porque é necessário restringir os banzos longitudinalmente (ambos os banzos, superior e inferior, deverão estar impedidos de rodar, em direcções opostas, segundo o plano da viga). No entanto, em rigor esse apoio possui uma restrição parcial ao empenamento, mas esta é instável e inquantificável, estando do lado da segurança assumi-lo como livre de empenar (Nethercot, Salter, & Malik, 1997).

Há ainda que tomar em consideração a ligação entre vigas indicada na Figura 2 (também subtilmente representada na Figura 1), em que se utiliza um reforço na viga de bordo para impedir fenómenos de encurvadura (quer no banzo e quer na alma), e também como medida de auxílio para resistir à carga de torção (proveniente da viga secundária), visto que os efeitos de torção podem ser grandemente reduzidos ao se assegurar uma ligação com momento (esta ligação com momento resistente é providenciada entre a viga secundária e a viga de bordo) (Nethercot, Salter, & Malik, 1997).

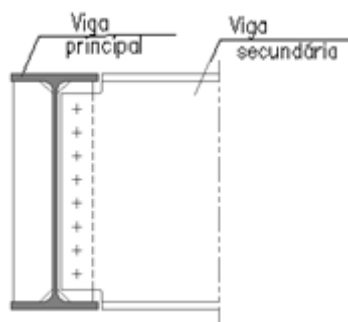


Figura 2 – Representação da ligação viga-viga articulada referente ao Corte Q.Q – Desenho N°53, em que se utilizam entalhes na viga secundária e reforços na viga principal (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

Tendo em conta o supracitado, resulta que a ocorrência de torção na viga de bordo devido à viga secundária é similar à aplicação de cargas pontuais de torção, e se for adicionado o facto de as extremidades da viga de bordo estarem fixas à torção e livres de empenar, então a viga irá apenas desenvolver torção pura (e caso ocorresse torção uniforme, a razão da mudança do ângulo de torção manter-se-ia constante ao longo do comprimento).

Saliente-se que embora ao longo do vão da viga de bordo existam várias ligações conformes à indicada na Figura 3, em que um tubo CHS ligado perpendicularmente à alma da viga suporta o peso da conduta AVAC e as acções sobre ela incidentes, este depois é prolongado até à treliça Vierendeel para não provocar torção na viga (relembrar que estas treliças estão dispostas entre os pórticos de contorno).

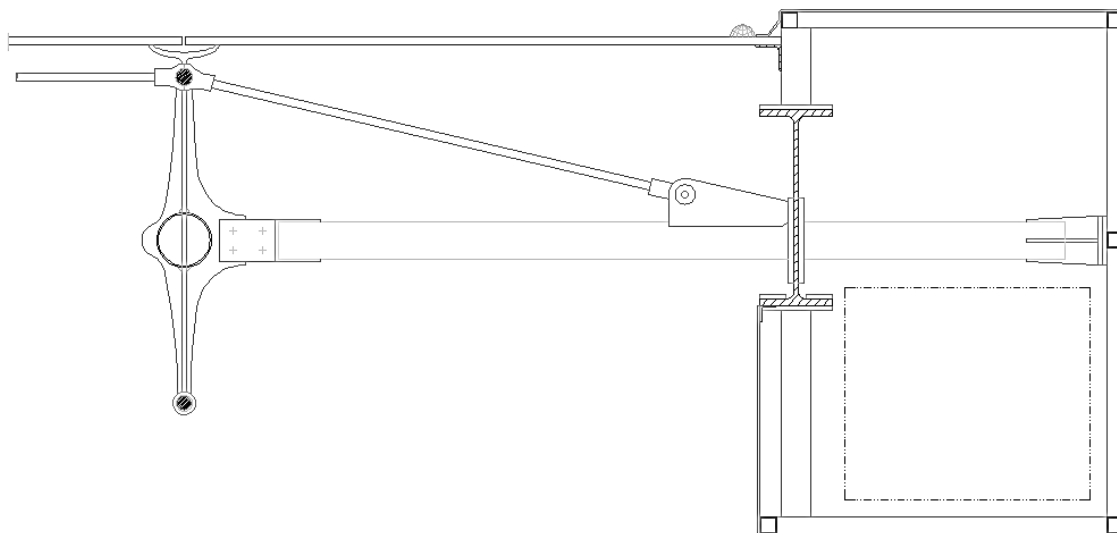


Figura 3 – Representação da entrega do tubo de suporte da conduta AVAC à treliça Vierendeel, onde a viga de bordo só tem função de apoio móvel; pormenor construtivo referente ao Corte transversal Y.Y – Desenho N°51 (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008)

No que diz respeito à ligação viga-betão (ver Pormenor 2 - Desenho 52) pode-se referir que a decisão do projectista pela utilização de um gousset aparafusado à viga e depois soldado a uma chapa de fixação, ao invés de simplesmente executar uma soldadura da viga à chapa de fixação, se deve às vantagens decorrentes, a saber:

- Ao efectuar-se uma ligação viga-betão através de uma chapa de extremidade fina, uma vez que esta depois é ligada ao betão pelo recurso a buchas, a ligação concebida ficaria demasiado deformável e colocaria em causa a restrição à torção (tanto uma ligação com buchas como uma ligação de chapa fina podem ser classificadas como flexíveis);
- Se fosse utilizada uma chapa de extremidade espessa, devido à rigidez ocasionada pela ligação, surgiriam momentos elevados na extremidade da viga que não seriam suportados pelas buchas sem que ocorressem deformações excessivas (verificação do estado limite de deformação);
- Como uma ligação viga-gousset garante a restrição à torção sem criar qualquer restrição à flexão (tal como numa ligação viga-viga articulada), isso faz com que a ligação gousset-chapa de extremidade só tenha de absorver esforços verticais, horizontais e pequenos momentos devidos às excentricidades, os quais são possíveis de se transmitir às buchas sem que ocorram deformações inadmissíveis.

Avaliação da rigidez de torção de uma ligação viga-viga

Como já foi referido, ao tomar-se em conta a rigidez de flexão da viga secundária que se enquadra na viga de bordo e as suas ligações de momentos resistentes (ver Figura 6), os efeitos de torção podem ser

reduzidos quase a zero devido à restrição torsional providenciada nesse local (embora normalmente não restrinja totalmente).

Não obstante, ocasionalmente pode ser necessário que o analista estrutural conheça a rigidez torsional, por exemplo, quando os esforços de torção na viga principal são elevados e/ou se pretenda modelar a rigidez torsional das ligações através de uma mola (ver Figura 4).

Para a dedução da rigidez torsional da ligação viga-viga considere-se o modelo estrutural indicado na Figura 4, em que se admite uma torção unitária aplicada no mesmo local onde ocorre a ligação viga principal e viga secundária.

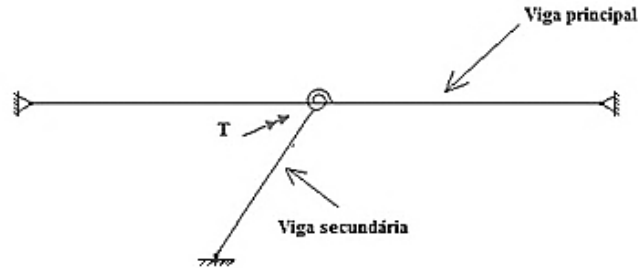


Figura 4 – Modelo estrutural para obtenção do coeficiente de rigidez à torção de uma ligação viga-viga: viga principal com ambas as extremidades impedidas à torção e articuladas à flexão; viga secundária com uma extremidade fixa e outra articulada à flexão

A equação diferencial que traduz o equilíbrio numa secção genérica de um elemento prismático submetido a um momento de torção não uniforme é definida por (Nethercot, Salter, & Malik, 1997; Reis & Camotim, 2012):

$$\frac{T}{G \times I_t} = \phi' - a^2 \times \phi''' \quad \text{onde} \quad a = \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}$$

Resolvendo a equação diferencial para avaliação do ângulo de torção com distância x ao longo da viga, resulta uma solução da forma:

$$\phi(x) = \overbrace{c_0 \times \sinh\left(\frac{x}{a}\right) + c_1 \times \cosh\left(\frac{x}{a}\right) + c_2}^{\text{Solução homogênea}} + \underbrace{\phi_p}_{\text{Solução particular}}$$

Onde c_0 , c_1 e c_2 são constantes que dependem das condições de carregamento e das condições de apoio.

Relativamente, às condições de apoio temos:

$$\begin{aligned} \phi(0) &= 0 & \phi(L) &= 0 \\ \phi''(0) &= 0 & \phi''(L) &= 0 \end{aligned}$$

Necessita-se ainda garantir a igualdade da rotação por torção no ponto de aplicação da carga:

$$\phi'(\alpha L) + \phi'(L - \alpha L) = 0$$

A solução deste problema aplicando as condições anteriores é igual a:

Se, $x \leq \alpha L$:

$$\phi(x) = \frac{T_a}{G \times I_t} \times \left[\frac{(1 - \alpha)x}{a} + \left(\frac{\sinh\left(\frac{\alpha L}{a}\right)}{\tanh\left(\frac{L}{a}\right)} - \cosh\left(\frac{\alpha L}{a}\right) \right) \times \sinh\left(\frac{x}{a}\right) \right]$$

Se, $x \geq aL$:

$$\phi(x) = \frac{T_a}{G \times I_t} \times \left[\frac{(L-x)\alpha}{a} + \left(\frac{\sinh\left(\frac{\alpha L}{a}\right) \times \sinh\left(\frac{x}{a}\right)}{\tanh\left(\frac{L}{a}\right)} - \sinh\left(\frac{\alpha L}{a}\right) \times \cosh\left(\frac{x}{a}\right) \right) \right]$$

Saliente-se que existem autores (Nethercot, Salter, & Malik, 1997; Hughes, Iles, & Malik, 2011) que fornecem gráficos em função das características geométricas da viga e para diferentes pontos de aplicação da carga de torção (tal como na Figura 5).

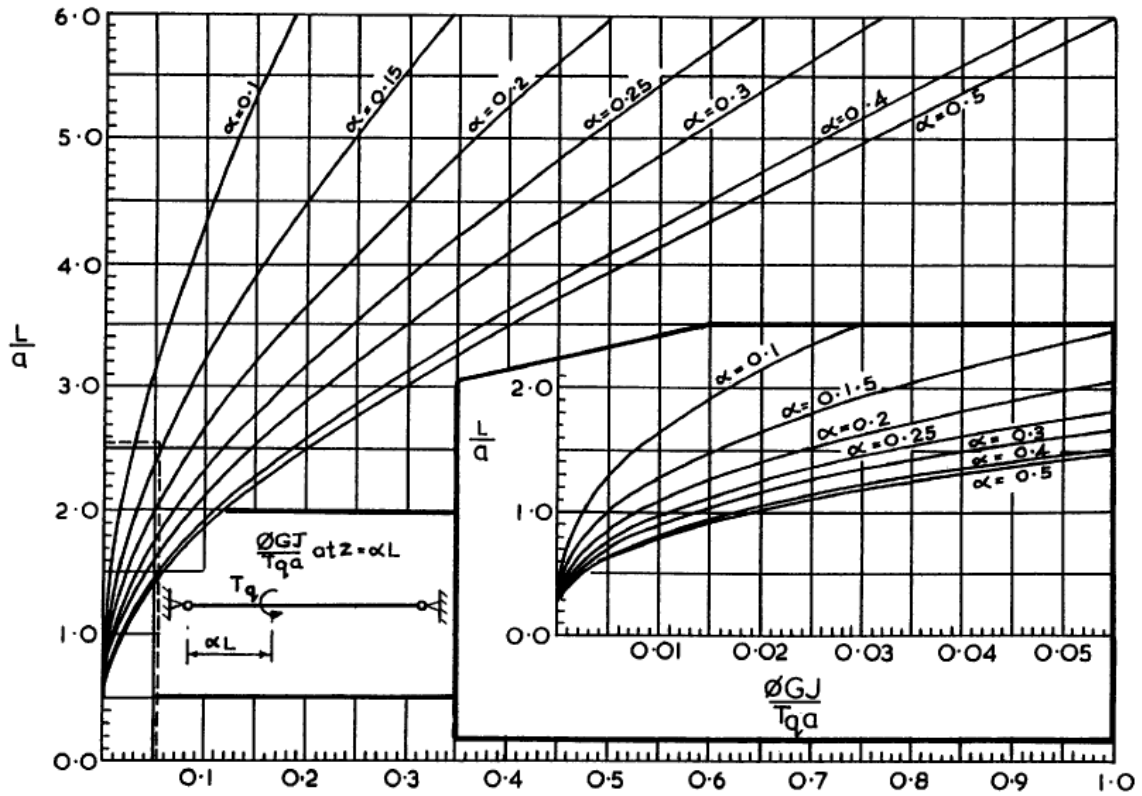


Figura 5 – Representação gráfica de “casos padrão”: Torção concentrada num elemento, com torção fixa e empenamento livre nas extremidades, (Nethercot, Salter, & Malik, 1997)

Em seguida será feito o cálculo da rigidez de rotação usando o gráfico fornecido pela literatura especializada (Nethercot, Salter, & Malik, 1997), mas para tal, primeiro é necessário calcular-se as propriedades relevantes da viga principal, a saber:

- Com base nas características geométricas e mecânicas da viga determina-se a constante de flexão torcional, a :

$$a = \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}} = 2114,67 \text{ mm}$$

- Para o comprimento destravado ou entre apoios toma-se o valor correspondente à distância entre os alinhamentos 3-E e 4-E, ou seja:

$$L = 8487 \text{ mm}$$

Com base nos valores anteriores, os termos auxiliares necessários para utilização do ábaco da Figura 5, são calculados a seguir:

$$\frac{L}{a} = 4,01 ; \quad z = \alpha \times L \Leftrightarrow \alpha \cong 0,25$$

Onde, α é a relação entre a distância da posição da carga unitária em relação ao apoio mais próximo, z , e o comprimento total do elemento entre apoios, L .

Seguidamente recorrendo ao ábaco obtém-se a relação seguinte:

$$\frac{\phi \times G \times I_t}{T \times a} = 0,31$$

Deste modo, ao efectuar-se o cálculo da rotação provocada por um momento de torção unitário na viga principal, relativamente ao ponto onde actua a solicitação, obtém-se:

$$\phi = 0,0033 \text{ rad}$$

Finalmente, o coeficiente de rigidez da ligação à torção é obtido com base nos conceitos envolvidos na determinação dos coeficientes de rigidez/flexibilidade de barra isolada, isto é:

- Rigidez rotacional da viga principal

Calculando a rigidez de torção da viga principal a partir da relação entre o momento unitário e a rotação provocada por essa solicitação, obtém-se:

$$k_\phi = \frac{T}{\phi} = 303 \text{ kNm/rad}$$

- Rigidez de flexão da viga secundária

Determinando a rigidez de flexão da viga secundária para uma extremidade articulada e outra fixa à flexão, resulta que:

$$k_y = \frac{3 \times E \times I_y}{L} = 140523,1 \text{ kNm/rad}$$

Concluindo, pode-se assumir que o comprimento de encurvadura por torção é igual a $L_{Et} \approx z$ (desde a ligação viga-pilar até à ligação entre viga principal e secundária), porque o efeito de torção é resistido quase inteiramente por flexão da viga secundária.

Tabela 1 – Contribuição dos diferentes elementos estruturais para a rigidez da ligação à torção

	Rigidez à torção <i>kNm/rad</i>	Factor de distribuição
Viga principal em torção	303	0,003
Viga secundária em flexão	140529,1	0,997
Total	140832,1	1,00

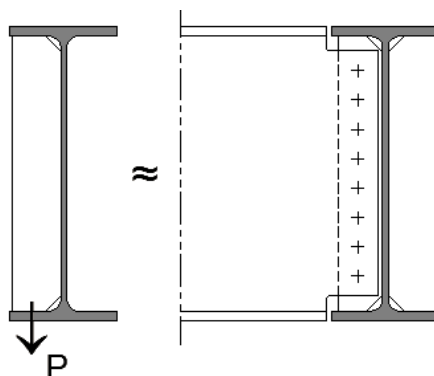


Figura 6 – Ligação com restrição fiável à torção

Dimensões mínimas em reforços transversais

Quando a solicitação de torção não é significativa ao longo da viga é conveniente que os reforços transversais possuam dimensões mínimas (ver Figura 7) para garantir o impedimento da encurvadura no banzo (Disque, 1984). Os reforços transversais parciais não são aceitáveis para providenciar uma significativa resistência à torção porque eles não estão ligados em ambos os banzos.

A largura mínima de cada reforço é definida pela largura do banzo da viga:

$$w \geq \frac{2 \times b_f}{3} \quad e \quad b_s \geq \frac{w}{2} - \frac{t_w}{2}$$

A espessura mínima do reforço é:

$$t_s \geq \frac{t_f}{2}$$

Refira-se que existem outros autores (Hughes, Iles, & Malik, 2011; BS 5950-1, 2000) concordando que há garantias de restrição à torção numa disposição de dois reforços ligando ambos os banzos, porém estes recomendam dimensões mínimas superiores para os reforços (recomendações mais conservativas).

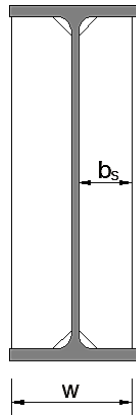


Figura 7 – Dimensões mínimas para reforços transversais totais

Atendendo à norma (BS 5950-1, 2000) é indicado que os reforços transversais, para providenciarem restrição torsional num elemento de suporte, deverão ter um momento de inércia segundo a linha central da alma que respeite o critério:

$$I_s \geq \alpha_s \left(\frac{d^3 \times t_f}{12} \right)$$

Em que, o coeficiente α_s é dado da seguinte maneira:

- Se $\lambda_E \leq 50$: $\alpha_s = 0,25$
- Se $50 < \lambda_E \leq 100$: $\alpha_s = \frac{1,25}{\lambda_E}$
- Se $\lambda_E > 100$: $\alpha_s = \frac{1,25}{\lambda_E^2}$

Onde, λ_E é a esbelteza L_E/r_Z do elemento; d é a altura do elemento de suporte; L_E é o comprimento efectivo do elemento no vão em consideração; r_Z é o raio de giração sobre o eixo maior; t_f é a espessura do banzo do elemento de suporte.

Ligações soldadas com chapas de extremidade

Nas ligações envolvendo chapas de extremidade deve-se considerar que as ligações são nominalmente articuladas à flexão para chapas finas (geralmente, espessuras de 10 a 12 mm) e resistentes aos

momentos no caso de chapas espessas (usualmente, espessuras de 20 a 25 mm) (Hughes, Iles, & Malik, 2011). Aliás, de acordo com (SCI/BCSA Connections Group, 2011) as chapas de extremidade com espessura superior a 12 mm e em aço S275 não respeitam requisitos de capacidade de rotação propostos pelo Eurocódigo 3, e como tal, não é permitido classificar a ligação como nominalmente articulada à flexão.

Considerando o caso de chapas finas a espessura dos cordões de soldadura deverá respeitar um dos seguintes limites:

$$a \geq 05t_p \text{ se } S275$$

$$a \geq 06t_p \text{ se } S355$$

Este requisito mínimo garante que as soldaduras não são a parte mais fraca de ligação, mas devem ter-se ainda em conta as indicações do Eurocódigo 3 para dimensionamento dos cordões de soldadura.

Não obstante, vale a pena considerar que a restrição à torção está providenciada porque esta é relativamente simples de se obter para ligações de extremidade *standard* (Hughes, Iles, & Malik, 2011).

Apêndice 5 - Considerações aos contraventamentos

Enquadramento

Para que uma carga aplicada no banzo superior da viga seja destabilizante, é necessário que devido à acção da carga, o banzo superior possa flectir e possivelmente rodar relativamente ao centro geométrico da secção transversal da viga, (BS 5950-1, 2000; Kirby & Nethercot, 1979).

Como as ligações entre os painéis de vidro e a estrutura de suporte (acessórios do tipo aranha simples) garantem que a cobertura funcione como um diafragma, resulta que só são permitidos movimentos de translação, e portanto, as cargas aplicadas à viga podem ser consideradas não destabilizantes. Daí, para efeitos de posição da carga assume-se que a carga permanece vertical durante a encurvadura (do elemento) e passa através do plano da alma.

Uma restrição total à torção (impedida a rotação segundo o eixo longitudinal do elemento, em qualquer ponto do seu comprimento) é garantida quando para ambos os banzos está providenciada uma restrição lateral, ou seja, eles são mantidos relativamente um ao outro numa posição lateral, por meios que não envolvam a rigidez ou a resistência dos próprios banzos, por exemplo, utilização de reforços transversais num elemento (restrição usual em suporte) ou recorrendo a sistemas de contraventamento que impeçam o movimento relativo dos banzos superior e inferior (restrição em suportes ou intermédia), (BS 5950-1, 2000).

No entanto, para uma viga em consola (sujeita a cargas gravíticas) é indicado pelo autor (Yura, 2001) que uma completa restrição lateral perto do banzo traccionado (melhor localização, porque o contraventamento lateral está localizado onde melhor restringe a torção – centro de torção localizado abaixo do banzo inferior) é suficiente para que o comportamento em relação à encurvadura lateral seja melhorado, ver Figura 1.

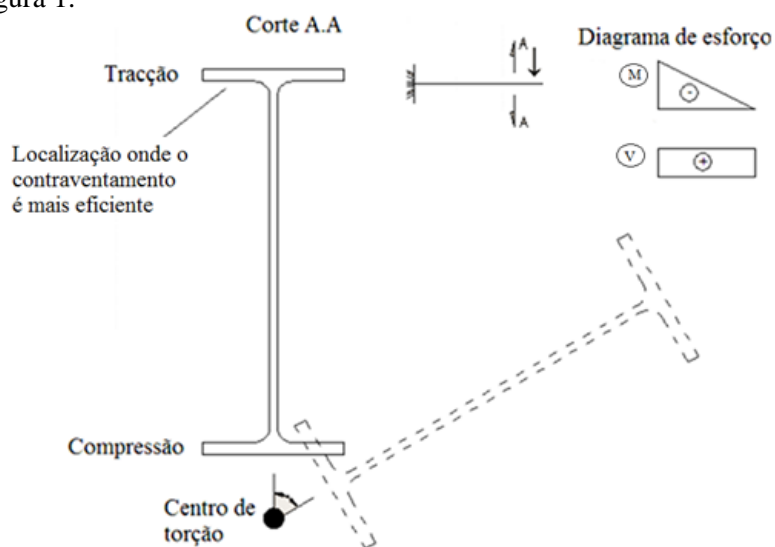


Figura 1 - Factores que afectam o dimensionamento do contraventamento: viga em consola sujeita a cargas gravíticas, adaptado de (Yura, 2001)

Para uma utilização eficaz do sistema de contraventamento é necessário que a sua localização seja criteriosa, por exemplo, um contraventamento mais próximo do centro de corte não é tão eficaz, (Machacek, 2012):

- Para cargas aplicadas no banzo superior (compressões na parte superior da viga), a posição do contraventamento deverá respeitar:

$$z_v \geq 0,47 \times z_g$$

- Para cargas aplicadas no banzo inferior (compressão na parte inferior da viga), a posição do contraventamento deverá respeitar:

$$z_v \leq 0,47 \times z_g$$

Em que, z_g é a coordenada do ponto de aplicação da carga, z_v é a posição do contraventamento, e ambas as coordenadas tem sinal positivo para cargas aplicadas acima do centro de corte.

Para secções laminadas em I poderá adoptar-se como aproximação colocar o contraventamento próximo do banzo comprimido com distância à superfície do banzo não superior a $0,25 \times h$.

Não obstante, existem outros autores (Kitipornchai, Dux, & Richter, 1983) indicando que esta disposição não é totalmente eficiente como restrição rotacional (restrição total) ainda que o contraventamento esteja localizado tanto quando o possível próximo do banzo traccionado. É ainda recomendado que as restrições laterais sejam colocadas perto da extremidade da consola, sendo a sua localização óptima aproximadamente $0,7 \times L$ a partir do suporte fixo para cargas aplicadas sobre o banzo superior. Além disso, as restrições posicionadas na proximidade do suporte, especialmente, distâncias não superiores a $0,4 \times L$, são praticamente ineficazes e portanto dispensáveis.

Relativamente ao projecto em análise, dado que a combinação de esforços mais desfavorável é a situação de vento em sucção (oriundo da maior dimensão do edifício), temos que os elementos de contraventamento (tubos CHS) estão correctamente posicionados no banzo inferior (banzo da viga em consola sujeito a tracções).

Ora, se os elementos de contraventamento providenciam uma restrição lateral e também uma acção relevante ao impedimento de torção, então para efeitos de encurvadura lateral-torsional considera-se que a consola está dividida em segmentos entre contraventamentos, (BS 5950-1, 2000; Trahair, Bradford, Nethercot, & Gardner, 2008; Machacek, 2012). Para a encurvadura elástica de cada segmento pode-se aproximadamente assumir que não existe interacção entre segmentos adjacentes, e portanto toma-se para cada segmento o comprimento efectivo $L_E = 1,0 \times L$ definido entre restrições laterais adjacentes. Como já foi dito, neste caso as cargas são consideradas normais devido aos acessórios de ligação entre o vidro e a estrutura garantirem um comportamento de diafragma.

Pelo contrário, ao levar-se em conta apenas as cargas gravíticas teríamos que o banzo traccionado passaria a ser o banzo superior, e deste modo, a eficácia do sistema de contraventamento seria reduzido (há mudanças no centro de rotação, que passa a estar localizado acima do banzo superior) e consequentemente passam a existir distorções (rotação por torção no banzo não restringido), (Yura, 2001).

Para a encurvadura lateral-torsional de uma consola com momento de continuidade, sem restrições laterais intermédias eficazes (não providenciam melhorias no comportamento da viga em consola), e cujas restrições nas extremidades são por (Brettle & Brown, 2009; Kirby & Nethercot, 1979; BS 5950-1, 2000):

- Condições no suporte – restrição lateral e torsional do banzo comprimido mas com banzo traccionado não restringido;
- Condições de extremidade – restrição à torção assegurada pela viga secundária;

Sucede que o parâmetro do comprimento efectivo para condições normais de carregamento é aproximadamente $L_E = 2,4 \times L$, onde L é o comprimento da viga em consola.

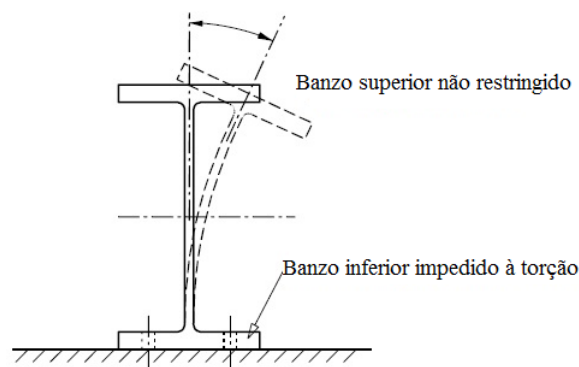


Figura 2 – Distorção de extremidade numa viga com banzo superior não restringido (Trahair, Bradford, Nethercot, & Gardner, 2008)

Em qualquer dos casos, a acção de torção nas consolas é impedida por flexão da viga secundária segundo o eixo de maior inércia (admitindo que as ligações são capazes de transferir esses momentos). Deste modo, quando uma carga é aplicada nesse ponto não se produzem forças de torção, pelo que não há aumento nem redução de estabilidade devido à aplicação da carga, independentemente do nível de aplicação, (Schmitke & Kennedy, 1984).

De acordo com (Yura, 2001) para uma viga bi-apoiada (sujeita a cargas gravíticas) visto que o centro de rotação está localizado acima do banzo traccionado (correspondente ao banzo inferior), uma restrição nesse banzo não previne a ocorrência de distorções (e flexão lateral) no banzo comprimido, e por isso, a melhor localização dos contraventamentos laterais é junto do banzo comprimido (banzo superior), ver Figura 3.

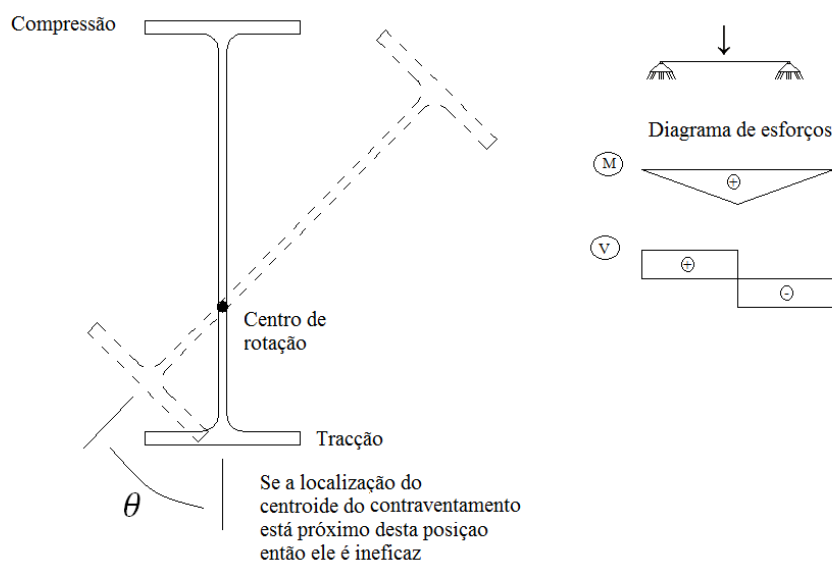


Figura 3 – Factores que afectam o dimensionamento do contraventamento : viga bi-apoiada sujeita a cargas gravíticas (Yura, 2001)

Relativamente ao projecto em análise, quando uma viga bi-apoiada é solicitada predominantemente por cargas gravíticas, apenas há que considerar as restrições das extremidades, pois o centroide dos contraventamentos laterais está próximo do banzo inferior (banzo traccionado) e isso torna-os ineficazes. Em consequência, o parâmetro do comprimento efectivo para efeitos de encurvadura lateral-torsional, quando ambas as restrições são iguais e caracterizadas por um banzo inferior (traccionado) com restrição total (lateral e torsional) e um banzo superior (comprimido) sem restrições, é determinado por (Trahair, Bradford, Nethercot, & Gardner, 2008):

$$L_E = k_{cr} \times L$$

Com,

$$k_{cr} = 1 + \frac{d_f}{6L} \times \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \times \frac{1 + \frac{b_f}{d_f}}{2}$$

Em que, t_f e b_f são a espessura e a largura do banzo, respectivamente; d_f é a distância entre os centroides dos banzos; L é o vão da viga; t_w é a espessura da alma da viga. Saliente-se que o comprimento efectivo definido desta maneira leva em conta a encurvadura da viga, acentuada pela distorção da secção transversal resultante da flexão da alma da viga, ver Figura 2.

Novamente aqui, as pressões de sucção devido ao vento podem considera-se como cargas normais, pois a viga só sofrerá distorções e flexão lateral se a cobertura em vidro não se comportar como um diafragma, porém, este comportamento está garantido pelos acessórios de ligação entre o vidro e a estrutura.

Por outro lado, para a combinação de esforços mais desfavoráveis caracterizada pela situação de vento em sucção (proveniente da maior dimensão do edifício) temos que o centro de rotação está localizado abaixo do banzo superior (traccionado), e como tal, os contraventamentos restringem o banzo comprimido (correspondente ao banzo inferior) conferindo às vigas bi-apoiadas restrições intermédias laterais e torsionais, (Yura, 2001). Deste modo, porque as cargas se podem considerar normais (comportamento diafragma de cobertura envidraçada), o comprimento efectivo para a encurvadura elástica pode ser tomado igual a $L_E = 1,0 \times L$, onde L é o comprimento do segmento relevante entre restrições adjacentes, (BS 5950-1, 2000; Kirby & Nethercot, 1979).

Apêndice 6 – Considerações ao dimensionamento das treliças

O comportamento das treliças enquanto sistema estrutural é determinado pela resistência e rigidez dos seus elementos e ligações. Os modos de rotura possíveis de ocorrer numa treliça são os seguintes: rotura pelos elementos ou pelas ligações da treliça, e rotura por instabilidade global da treliça devido a insuficiente contraventamento lateral na corda comprimida.

Na situação de não estar providenciado suficiente contraventamento nos nós das treliças, a corda comprimida pode encurvar e inclusive a corda traccionada pode deslocar-se fora do plano porque a estabilidade da treliça depende da rigidez de torção do tubo CHS (apesar da rigidez torsional ser grande, apenas está concentrada no centro geométrico da treliça Vierendeel, ou seja, uma pequena rotação de torção pode produzir deslocamentos elevados). Noutras palavras, a encurvadura da corda comprimida pode ocorrer quando os contraventamentos laterais não possuem a resistência e rigidez necessárias para manter os nós da treliça impedidos ao movimento lateral fora plano.

Os contraventamentos laterais possuem duas principais funções: actuam como elementos resistentes às forças horizontais (tais como: acção do vento e sismo) para que o comportamento funcional das cordas da treliça permaneça; actuam como sistema de contraventamento lateral para as treliças, e como restrição ao movimento fora do plano nas ligações, impedindo assim a encurvadura global das cordas da treliça.

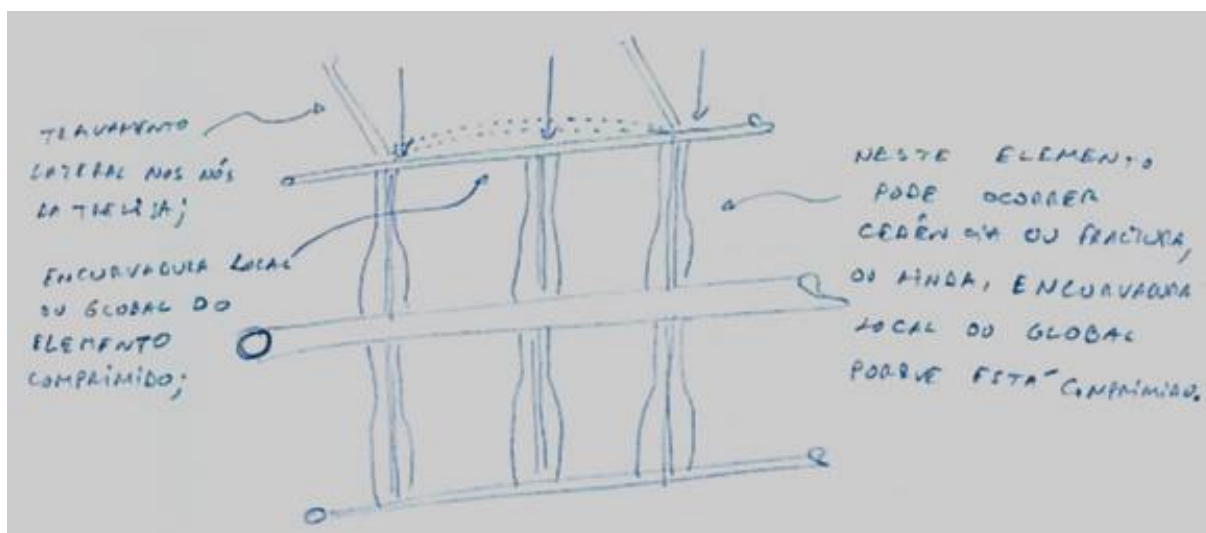


Figura 1 – Modos de rotura típicos de uma treliça

Se a corda traccionada da treliça não está travada lateralmente nos nós, existe a possibilidade de movimento fora do plano caso o contraventamento da corda comprimida esteja com um espaçamento suficientemente grande, de modo a que, a carga axial aplicada na secção cruciforme possa levar à ocorrência de encurvadura “localizada” da corda comprimida, resultando em torção no tubo e sequente deslocamento da corda traccionada fora do plano (devido à rotação provocada pela torção, ambas as cordas sofrem um deslocamento fora do plano mas com direcções contrárias). Esta hipótese é fácil justificar porque apenas o montante superior está sujeito a esforços de compressão devido ao percurso das cargas verticais nodais até ao elemento central (o montante inferior está unicamente solicitado a esforço transverso), e por isso, o montante inferior simplesmente irá acompanhar o movimento do montante superior.

A rotura dos elementos comprimidos pode ocorrer devido aos modos de encurvadura global e local. Os elementos traccionados (incluindo as suas extremidades) podem ser levados à rotura pela cedência da área bruta, pela fractura da área efectiva, ou ainda, pela rotura em bloco por corte (destacamento do bloco). Há outros tipos de rotura que deverão ser incluídos, tais como, a rotura por tracção ou compressão, para satisfazer os requisitos de resistência das secções transversais.

Ligações da Treliça Vierendeel

As ligações uni-planares *Vierendeel* adoptadas pelo projectista combinam uma série de características provenientes das ligações das estruturas espaciais, (Raducanu, 1997). De facto apesar de existir uma enorme quantidade de propostas (actualmente cerca de 250 conectores, englobando comercializados e sugeridos), para ligações de projectos em estruturas de vãos modestos a grandes, muitas vezes há falta de disposição dos projectistas para usar um sistema de marca (bem estudado em termos de comportamento), principalmente, porque isso envolve o reconhecimento dos direitos de autor (Makowski, 2002).

Existem também outras razões que intervêm na decisão dos projectistas, nomeadamente:

- Quando as limitações, da maioria das ligações padrão com patente (sistemas comercialmente disponíveis), são percebidas pelo projectista (por exemplo, as cargas transmitidas à estrutura não são suportadas pelo sistema de ligação);
- Normalmente, para não se preocupar com a resistência das suas ligações, o projectista opta por regras que conduzem a ligações sobredimensionadas.

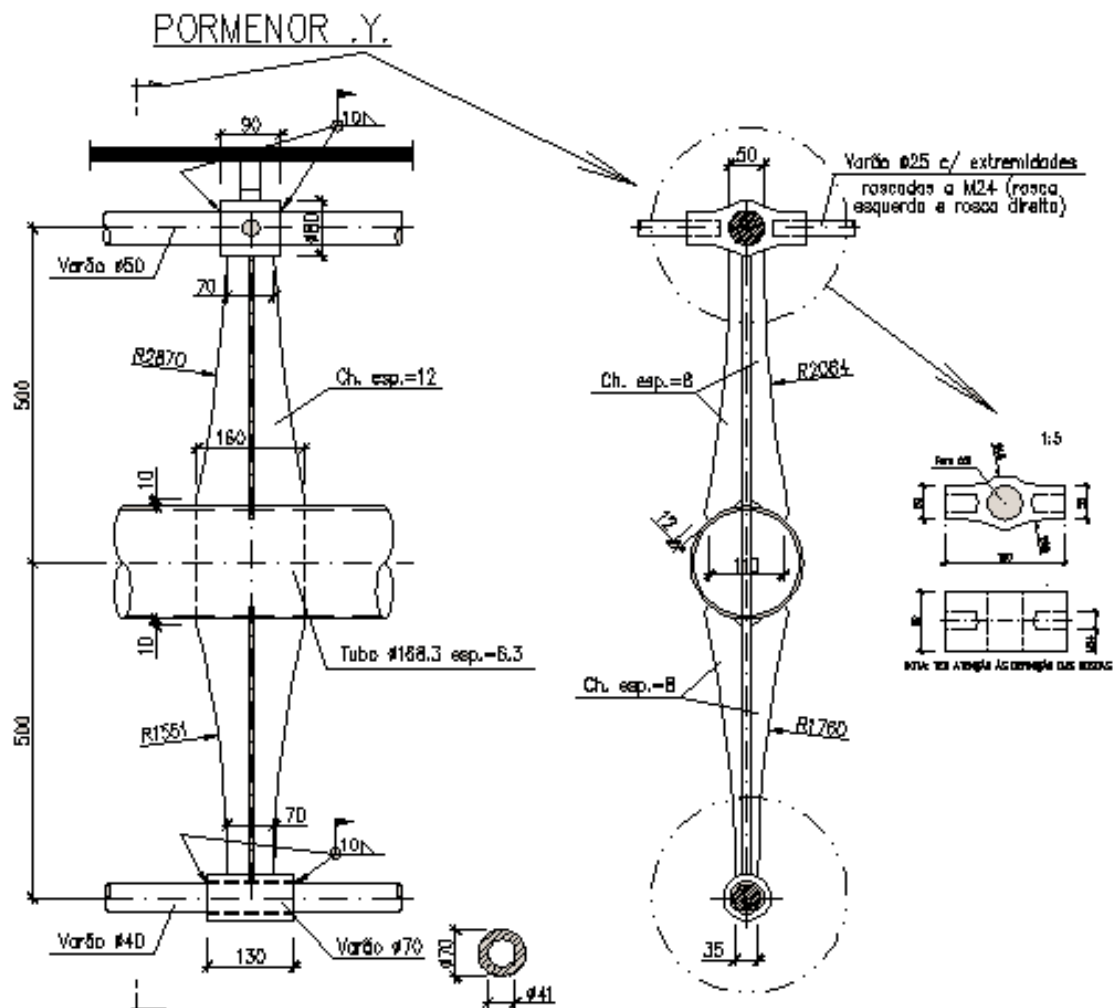
Para o projecto em análise, as ligações adoptadas no Pormenor Y.Y – Desenho 53 podem descrever-se pormenorizadamente da seguinte maneira (adaptado de (Raducanu, 1997; Makowski, 2002; Machacek, 2012; Baar & Raskin, 1970; Ali, Fan, Khakina, & Ma, 2013; Blodgett, 1991; Chilton, 2000):

- O conector utilizado entre a corda inferior e o montante consiste numa manga com 30 mm de espessura envolvendo a corda inferior, e ligada por cordões de soldadura terminais com resistência total (ver Figura 2). Como vantagens, ao utilizar-se esta manga, requerer-se menor quantidade de detalhes e os elementos conectam-se sem problemas. Em termos de comportamento há um aumento de rigidez e resistência à flexão na ligação, e que por vezes, se reflecte na redução da capacidade de rotação do elemento. Não obstante, esta ligação está conforme as práticas recomendadas pelo Eurocódigo 3 na Parte 1-8, pois, coloca primeiro uma rotura por falha da capacidade resistente no elemento mais fraco da ligação (preferência de dimensionamento);
- O conector utilizado entre a corda superior e o montante, que efectua simultaneamente o cruzamento entre a corda superior e o contraventamento, consiste num sistema de ligação em casca (ou em concha), ver Figura 2. A peça em casca que constitui o nó tem uma forma geométrica complexa com furos em locais pré-determinados, sendo aceitável pressupor-se proveniente de pré-fabricação, porque estas cascas são utilizadas repetidamente no projecto de ligações e tomam facilmente a forma de um molde. O sistema de fixação dos elementos presentes nos nós é constituído por soldaduras de extremidade e por ponteiras forjadas e pré-fabricadas com rosca métrica. A corda superior atravessa todo o conector (isto é, mantém-se continua na sua direcção) e tem soldaduras de extremidade em ambos os lados. O espaço livre no interior do conector permite um ajuste de inclinação e comprimento da corda, mas obviamente, depois de executadas as soldaduras terminais em torno do conector e da corda não são possíveis intervenções futuras. Os varões de contraventamento têm terminação roscada como forma de permitir variações acidentais de comprimento nos elementos (limitadas apenas pelos requisitos de eficiência estrutural), e existe um espaçamento pré-estabelecido dentro do conector para que não exista interferência com os varões contínuos na direcção ortogonal.

Acredita-se que as razões que levaram o projectista a decidir por ligações soldadas de extremidade terão sido as seguintes:

- Possibilidade de atingir a capacidade máxima do elemento, principal razão apontada em (Makowski, 2002), se as soldaduras estiverem dimensionadas com resistência total;

- Portanto, ao adotar ligações soldadas produz-se uma estrutura com maior rigidez (premissa usual em estruturas de grandes vãos (Makowski, 2002; Vierendeel, 1935) e por isso menores flechas. Contudo, é de referir que a realização de soldaduras no local (fabricação de ligações *in situ*) estende consideravelmente o tempo de execução e requiere soldadores adequadamente qualificados, (Makowski, 2002; Davison & Owens, 2003).



Como consequência da geometria das ligações, os eixos centrais do contraventamento e da corda superior intersectam-se em um único ponto dentro do nó (não existem excentricidades na materialização da ligação), e dessa forma não se geram momentos flectores secundários dentro da treliça uni-planar (obviamente, se os momentos flectores secundários fossem grandes ter-se-ia uma menor eficiência da estrutura).

277

Para que a rigidez de uma ligação seja relevante em termos estruturais existem regras práticas que estão relacionadas com a geometria dos elementos convergentes nessa ligação:

- No caso de um conector em casca semiesférica envolvendo tubos circulares fechados de paredes finas, (Machacek, 2012): o comprimento do conector deverá ser próximo de duas vezes o diâmetro exterior do tubo maior, e a sua espessura deverá estar próxima de um quadragésimo da espessura do tubo maior mas não inferior a 2,5 mm. Esta última recomendação garante que a área da secção transversal do tubo maior é igual à área resultante do conector para um corte na secção com altura máxima.
- No caso de um conector em manga cilíndrica envolvendo uma secção circular maciça é recomendado que a sua área de secção transversal seja igual à resistência da secção circular envolvida, (Blodgett, 1991; Baar & Raskin, 1970; Mascarenhas, 2006).

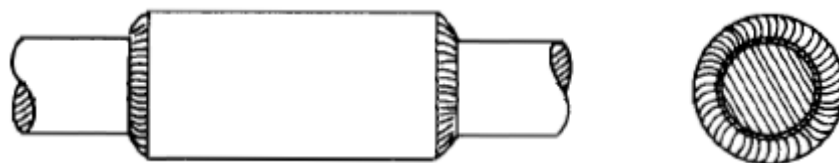


Figura 3 – Conector em manga cilíndrica envolvendo uma secção circular maciça, (Blodgett, 1991)

É de notar que os paradigmas adoptados pelo projectista são semelhantes aos indicados pelos autores anteriores (Blodgett, 1991; Machacek, 2012; Baar & Raskin, 1970), apesar do conector ter uma forma geométrica mais complexa e de os elementos não serem tubos de paredes finas. Para entender essa analogia ir-se-á utilizar como exemplo o comprimento dos conectores, que é conseguido pelo duplo da dimensão do elemento rectangular da secção cruciforme, definido pelo plano da estrutura. Há ainda que ter em atenção outras dimensões estabelecidas para boas práticas, nomeadamente: respeitar um espaçamento mínimo de 10 mm entre o cordão de soldadura e a extremidade do conector; o conector não deverá possuir altura inferior comparativamente aos elementos que nele convergem.

Por fim, crê-se que a razão do projectista escolher um elemento cruciforme ligando as cordas ao elemento central, em vez de um tubo circular, está relacionado com o facto de as ligações entre tubos serem frágeis comparativamente à ligação concebida (Abecasis T. , 2005).

Estabilidade dos elementos da treliça *Vierendeel*

A estabilidade dos elementos rigidamente ligados na treliça *Vierendeel* depende da rigidez à flexão das ligações para a sua integridade estrutural, porque uma ligação rígida eficaz permite um aumento da capacidade resistente à encurvadura (a ideia é obter um elemento com reduzida esbelteza pela introdução de extremidades suficientemente rígidas), (Makowski, 2002).

Seguindo este raciocínio crê-se que o projectista dimensionou as cordas superior e inferior admitindo as extremidades rígidas, porque o conector está dotado de rigidez longitudinal adequada às características dos elementos convergentes ao nó, sendo, portanto, capaz de desenvolver uma restrição total.

Uma vez que as cordas superior e inferior praticamente só absorvem esforços axiais (único esforço necessário considerar na verificação da segurança pela hipótese de cálculo do projectista) devido à distribuição dos esforços ser função da rigidez dos elementos, pode-se então considerar que os seus nós funcionam como articulados (Abecasis & Cima Gomes, 2012). Saliente-se que, o facto de se dimensionar as cordas considerando que os seus nós como articulados, não exige que exista rótula nesses nós. Com efeito, a consideração apenas do esforço axial quando não existe nenhuma rótula nos nós resulta da hipótese de se desprezar a contribuição da rigidez de flexão das cordas quando comparada com a sua rigidez axial. Mas, na realidade dever-se-á ter em consideração o efeito de encastramento criado nas extremidades: pelas características da secção circular (maciça) das cordas, pela rigidez dos montantes adjacentes de secção cruciforme, e ainda, pelo grau de fixação assegurado pelas ligações de extremidade, (Virtuoso, 2009).

No caso de secções circulares/rectangulares ocas existem indicações no Eurocódigo 3 na Parte 1-1 que permitem a quantificação do comprimento de encurvadura, todavia seguindo alguns autores (Gardner & Nethercot, 2005; ECCS TC8 - Structural stability, 1976) é compreendido que estas seguem uma abordagem incidente na combinação de restrições de extremidade e no efeito de excentricidades dentro da linha de transferência de esforços. Sem embargo, refira-se que as condições da presente situação em análise são similares às adoptadas pelo regulamento (NP EN 1993-1-1, 2010), devido à configuração e repetição das ligações, sendo possível concluir que o comprimento de encurvadura de uma corda poderá ser tomada igual a $0,9L$, tanto para a encurvadura no plano como para a encurvadura fora do plano, em que L é o comprimento real teórico no plano relevante considerado (ao adoptar-se este comprimento de encurvadura, pode-se assegurar que está do lado da segurança admitir que o elemento só absorve esforço normal).

Uma atenção especial deverá ser tomada na definição do comprimento real L dos elementos das cordas, que necessita de alguns esclarecimentos: i) no plano da estrutura, o comprimento real de uma barra deve ser considerado como a distância entre ligações (ou mais genericamente como a distância entre nós); ii) para a encurvadura fora do plano, o comprimento real L corresponde à distância entre ligações, mas apenas se os nós forem contraventados na direcção perpendicular ao plano da estrutura; caso contrário deve considerar-se um comprimento superior, no limite, o comprimento total da corda entre apoios, admitindo que pelo menos as secções dos apoios estão impedidas de sofrer deslocamentos na direcção perpendicular ao plano da estrutura, (Simões, 2007).

A justificação para esta diferenciação está relacionada com a interacção de elementos (conhecido em treliças como efeito de triangulação) e com características das ligações que influenciam o comprimento de encurvadura de uma corda no plano, todavia, para a encurvadura fora do plano esse efeito favorável é inexistente e a estabilidade das cordas fica apenas dependente dos contraventamentos transversais (sistemas estruturais adicionais que impedem os deslocamentos dos nós) (Virtuoso, 2009).

Relativamente aos elementos de alma (montantes de secção cruciforme) deve-se considerar um comprimento de encurvadura pelo menos igual ao comprimento real teórico L tanto para a encurvadura no plano como fora do plano. É fácil entender que apesar de ambas as secções extremas estarem soldadas ao conector em todo o seu perímetro e sem entalhes, os travamentos das cordas não possuem rigidez suficiente para fornecer uma restrição adequada (se uma corda instabilizar naturalmente tem-se uma penalização na estabilidade do elemento cruciforme), e por isso não se pode utilizar um comprimento de encurvadura com valor inferior ao seu comprimento real, (Almeida, 2012).

O Eurocódigo 3 não impõe limites ao valor das esbeltezas de colunas (elementos comprimidos), porém, como o valor do esforço axial resistente é fortemente reduzido para esbeltezas muito grandes, o limite da esbelteza de uma coluna acaba por ser imposto indirectamente (Virtuoso, 2009).

Para que as barras que constituem a treliça possam ser consideradas como rectilíneas é recomendado por alguns autores que estas não excedam as esbeltezas seguintes (conciliando os limites aplicáveis em (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Virtuoso, 2009)):

- Barras comprimidas em geral: $\lambda \leq 180$
- Barras comprimidas solicitadas à fadiga: $\lambda \leq 160$
- Elementos secundários e barras sujeitas à acção do vento: $\lambda \leq 250$

Saliente-se que estes valores indicativos precavem a ocorrência de uma flecha excessiva na configuração global da treliça (embora as deformações axiais das barras sejam sempre pequenas quando consideradas individualmente), impedem que a flexão do peso próprio dos elementos seja significativo (efeitos de segunda ordem para as barras comprimidas, aspecto geral, etc.), e que por vezes as barras não sejam muito esbeltas por causa da possibilidade de ocorrência de ressonância sobre a acção do vento, e ainda resguarda a possibilidade de não ocorrência de fadiga nas ligações soldadas.

Importa referir que nas considerações anteriores assumiu-se que as forças transversais nas barras têm baixa intensidade (especialmente, o peso próprio ou a pressão do vento), porém ocasionalmente estas forças provocam momentos de flexão cuja influência sobre a resistência nem sempre é negligenciável (em particular na resistência à encurvadura de barras comprimidas). Dependendo da importância das forças e da esbelteza das barras, dois casos distintos podem acontecer (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005):

- Se a excentricidade da carga transversal em serviço não exceder o valor limite de $L/3500$ (admissibilidade igual à flecha de uma viga simplesmente apoiada e carregada no vão por forças transversais isoladas), então os seus efeitos podem ser negligenciados (regra empírica baseada nos testes e simulações realizados para elaboração das curvas de encurvadura do Eurocódigo 3);
- Caso contrário, o efeito da carga transversal não pode ser negligenciado e dever-se-á ter em conta a interacção de solicitações N (esforço normal) e M (momento flector) na segurança estrutural da barra comprimida e flectida. No caso de uma secção circular maciça sujeita a flexão composta desviada poderão utilizar-se as seguintes expressões para determinar a resistências em regime plástico:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \sin^3 \alpha \cdot f_y \quad ; \quad M_{pl,z,Rd} = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \sin^3 \beta \cdot f_y$$

$$N_{pl,Rd} = r^2 (\pi - (\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha + \beta)) \cdot f_y$$

Relevância da análise da estrutura (encurvadura fora do plano da treliça)

É fácil perceber que uma estrutura de uma cobertura em treliça pode estar solicitada à flexão positiva sob acção de cargas permanentes, ou à flexão negativa quando o efeito de elevação do vento é significado em relação às cargas permanentes. Além disso, se forem usadas madres ou travamentos entre treliças e estas estiverem correctamente fixadas à estrutura da treliça (a treliça recebe as cargas por intermédio da madres), então elas constituem um meio de estabilização à estrutura à qual estão fixadas, e se conjugadas com um adequado sistema de contraventamento eventualmente o efeito de encurvadura poderá ser desprezado (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005).

Deve haver preocupação com a estabilidade da estrutura em três ocasiões (ver Figura 4):

- Na montagem devido à acção do peso próprio (e possivelmente cargas adicionais da construção), pois a estrutura ainda não tem os seus elementos definitivos de estabilização e não estão previstos elementos provisórios (encarecem a obra e prolongam a sua execução);
- Quando a corda superior é comprimida e as madres (ou travamentos entre treliças) não lhe garantem estabilidade suficiente;
- Quando, sob acção de um vento de elevação, a corda inferior é comprimida.

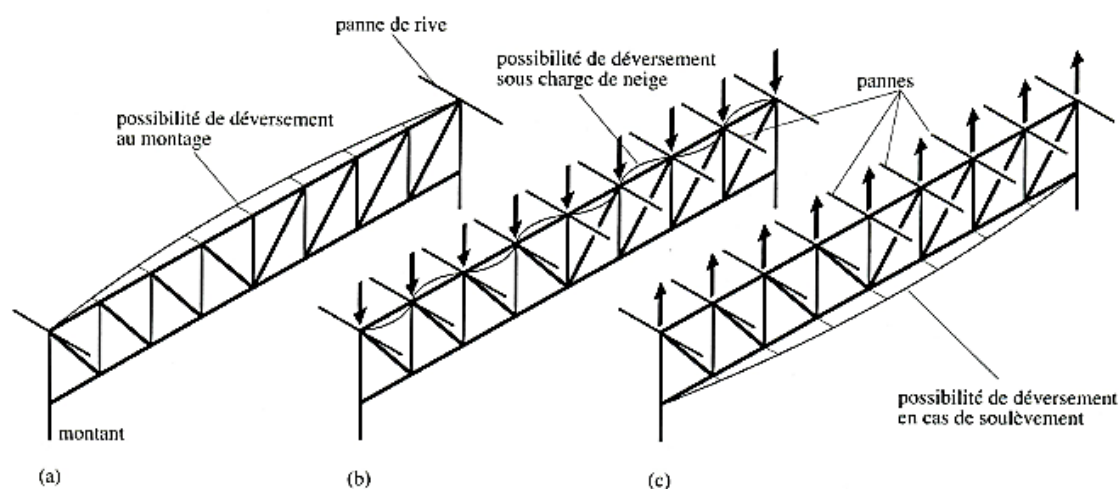


Figura 4 – Possibilidades de encurvadura de uma estrutura treliçada (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

No primeiro caso de instabilização (montagem da estrutura, sem evidência de elementos de estabilização definitivos), relativamente ao projecto em análise, como estão previstos travamentos temporários entre treliças antes de serem colocados os painéis envidraçados, tal fenómeno de instabilização não irá ocorrer devido ao melhoramento do comportamento da treliça à torção uniforme (pelo geral uma treliça possui baixa rigidez à torção uniforme, contudo isso não é necessariamente verdade quando as cordas possuem elevada rigidez à torção) (Baar, 1968; Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005). Com efeito, de acordo com (Abecasis & Cima Gomes, 2012), a estrutura previamente à colocação dos painéis de vidro encontra-se deformada e os varões de travamento entre treliças apenas servem para que se mantenha a posição correcta dos apoios onde o vidro vai assentar (depois da colocação do vidro esses travamentos deixam de ter utilidade, mas não foram retirados para não estender a duração da obra).

No segundo caso de instabilização (corda superior comprimida e parcialmente estabilizada), as madres ou travamentos entre treliças desempenham uma função estabilizante na corda superior (ver Figura 5) que é equivalente há presença de várias molas translacionais de rigidez k_y (restringe os deslocamentos laterais) e molas rotacionais de rigidez k_ϕ (geralmente despreza-se a sua contribuição para a estabilidade) (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Horne, 1960; Ziemian, 2010).

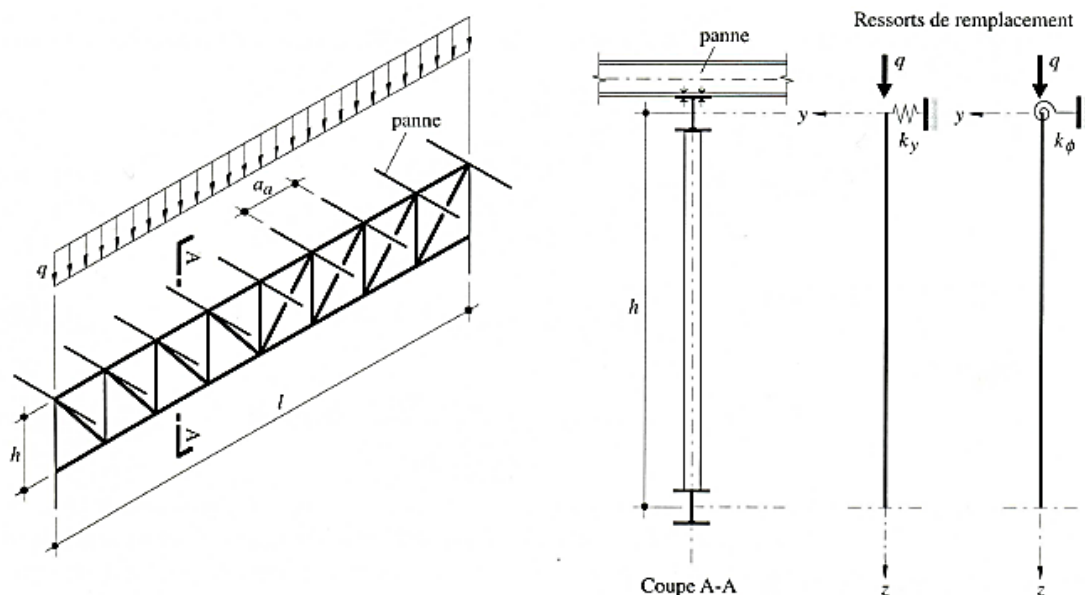


Figura 5 – Corda superior comprimida estabilizada por madres, que podem ser substituídas por molas laterais e torsionais (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Para a situação de encurvadura da corda fora do plano da treliça é possível abordar o problema como se fosse uma barra sob acção de um meio contínuo elástico (elemento comprimido sujeito a várias restrições elásticas de igual rigidez e dispostas em intervalos constantes), ver Figura 6. Como a reacção do meio elástico em qualquer secção transversal da barra é proporcional à deformação dessa secção, consequentemente, a carga crítica mínima fornecida à barra contraventada ao longo do vão é dada por (Timoshenko & Gere, 1985):

$$P_{cr} = P_e \left(n^2 + \frac{\beta L^2}{n^2 \pi^2 P_e} \right)$$

Com,

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} ; \beta = \frac{k_y \times m}{L} ; n = \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{L^2}{\pi^2} \sqrt{\frac{\beta}{EI}}} - \frac{1}{2}$$

Em que, P_e é a carga crítica do elemento simplesmente apoiado nas extremidades e considerando os contraventamentos com rigidez nula; β é a rigidez equivalente do meio elástico (também chamada por

módulo da fundação); n é o número inteiro de meia-ondas no qual o elemento se subdivide quando encurva e que está dependente das propriedades da viga e da fundação elástica (variável discreta); m é o número de molas elásticas.

De acordo com (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005), os ensaios experimentais mostram que o suporte lateral proporcionando pelas madres ou travamentos entre treliças manifesta-se muito rapidamente sobre a estabilidade da corda superior; considerando que a natureza das acções é estática, então:

$$k_{\phi} = 4 \times \frac{EI_{trav.}}{a_a \times a} ; \quad k_y = \frac{EA_{trav.}}{a}$$

Em que, k_{ϕ} é a rigidez rotacional devido à presença de uma madre\travamento no vão, e que nas extremidades deverá ser reduzida para metade; k_y é a rigidez translacional devido à presença de uma madre\travamento; a_a é o espalhamento entre madres\travamentos; a é o espaçamento entre treliças; $EI_{trav.}$ e $EA_{trav.}$ são as rigidezes de flexão e axial das madres\travamentos. Na situação de as molas não serem todas iguais deve tomar-se conservativamente k_y e k_{ϕ} iguais à menor das rigidezes calculadas.

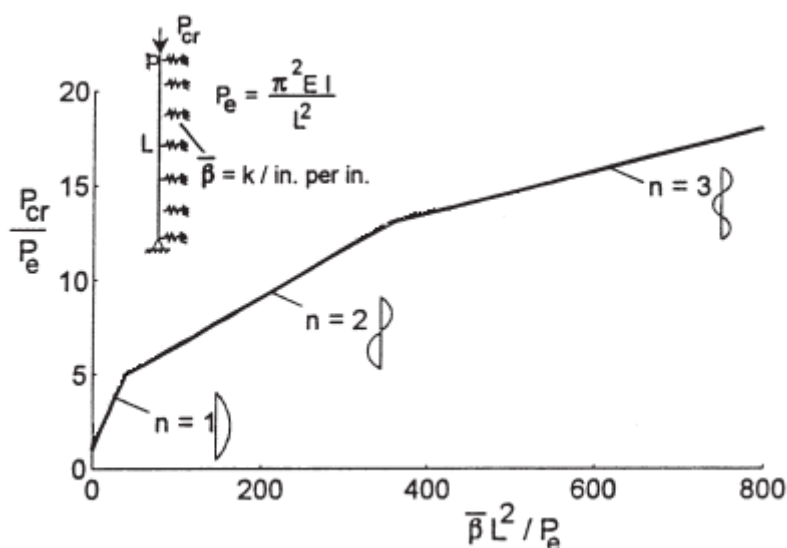


Figura 6 – Carga crítica de uma barra simplesmente apoiada com restrições elásticas igualmente espaçadas no seu vão, adaptado de (Ziemian, 2010)

Saliente-se que é assumido nesta verificação existirem molas elásticas distribuídas uniformemente ao longo do comprimento da corda (apoio contínuo) mesmo quando as madres\travamentos tenham uma natureza discreta, por conseguinte é recomendável controlar os trechos compridos da estrutura treliçada sem madres; para que os resultados sejam bastante precisos é necessário que se tenha $L/n \geq 1,8a_a$ (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Reis & Camotim, 2012).

Não obstante, na situação de travamentos\madres discretos com rigidez total, $(k_y \times L)/P_e \geq 3,41$, considera-se que a sua presença é equivalente a um apoio fixo (Ziemian, 2010).

O comportamento de encurvadura do elemento com suportes elásticos laterais ao longo do seu comprimento encontra-se entre duas situações extremas (a eficiência dos travamentos depende da sua rigidez): i) se as restrições elásticas são muito rígidas, os pontos travados podem ser considerados como locais sem deslocamentos laterais (maior tendência à formação de uma meia-onda entre travamentos); ii) se as restrições são muito flexíveis, a encurvadura pode ter a forma de uma única meia-onda ao longo do comprimento do elemento desde que as extremidades do elemento estejam restringidas lateralmente (em contrapartida, a simples inserção de travamentos de pequena rigidez produz um aumento substancial da carga crítica em modos de encurvadura formados por uma simples meia-onda). Não obstante, quanto mais pequena for a distância entre contraventamentos maior será a rigidez necessária dos contraventamentos para que o comprimento de encurvadura seja entre

contraventamentos (refira-se ainda que a rigidez de dimensionamento deverá ser o dobro da rigidez ideal para se tomar em conta as imperfeições iniciais).

Por fim, saliente-se que à medida que a rigidez dos travamentos aumenta menor se torna a sua eficiência, e por isso alguns autores (Reis & Camotim, 2012; Ziemian, 2010) propõem que se utilize uma rigidez ideal para que o comprimento de encurvadura seja entre contraventamentos (impedem o movimento das secções onde estão apoiados).

No terceiro caso de instabilização, a corda inferior é comprimida sob acção do vento de elevação e não é mantida lateralmente, enquanto que a corda superior está traccionada e mantida em posição pelos travamentos entre treliças.

Considerando a treliça como um todo, e tendo em atenção que a corda superior (traccionada) está lateralmente restringida por um sistema de contraventamento (aspecto fundamental para garantir comportamento de apoio contínuo), é possível assumir que a corda inferior (comprimida) está lateralmente suportada apenas pelos elementos de alma da treliça excepto nas extremidades onde se assume estar restringida aos deslocamentos fora do plano da treliça (geralmente a contribuição da rigidez torsional da corda traccionada é desprezada e apenas se inclui a rigidez de flexão dos elementos verticais da treliça que funcionam como apoios elásticos).

A partir das condições anteriores pode-se adoptar a fórmula de Engesser (utilizada em pontes treliçadas, em que a corda traccionada está impedida de se deslocar devido ao tabuleiro) que é baseada nas hipóteses simplificativas seguintes (ver Figura 7): i) as cordas superior e inferior são paralelas e rectilíneas entre extremidades, e ambas possuem secção transversal uniforme; ii) as extremidades permitem rotações mas estão impedidas de se deslocar; iii) as barras verticais e diagonais funcionam como suportes elásticos, estando igualmente espaçados, tendo a mesma rigidez, e podendo ser substituídos por um meio elástico contínuo; iv) a força axial de compressão é constante ao longo do comprimento da corda comprimida.

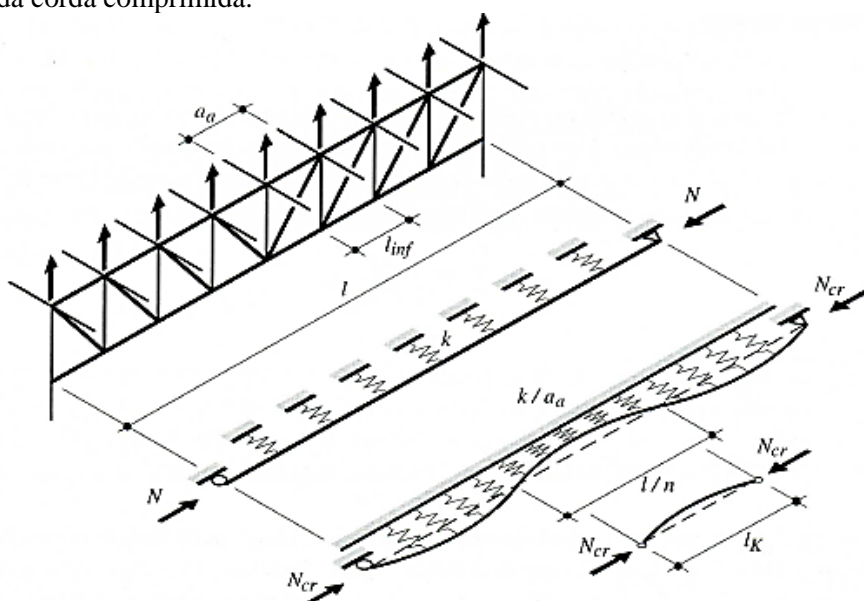


Figura 7 – Corda inferior comprimida (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Assim, admitindo que a corda inferior é apoiada em dois suportes simples e sobre uma fundação elástica com rigidez de suporte k/a_a entre os apoios, a carga crítica da corda fora do plano da treliça é dada pela fórmula de Engesser, segundo a qual:

$$N_{cr} = 2 \times \sqrt{\frac{k}{a_a} \times EI_{z,inf.}}$$

Ao que corresponde um comprimento de encurvadura:

$$L_{cr} = \pi \times \sqrt[4]{\frac{a_a}{k} \times \frac{EI_{z,inf.}}{4}}$$

Em que, $I_{z,inf.}$ é a inércia da corda inferior em relação ao eixo pertencente ao plano da treliça; a_a é o espaçamento entre suportes elásticos (correspondentes às barras verticais e diagonais da treliça) e k é a sua rigidez que pode ser obtida considerando as barras verticais e diagonais funcionando em consola (modelo simplificado), ou seja:

$$k = \sum_{i=1}^n \left(\frac{3EI_i}{L_i} \right)$$

Onde, n é o número de barras que convergem num nó da corda inferior; I_i é a inércia da barra vertical ou diagonal i em relação ao eixo pertencente ao plano da treliça; L_i é o comprimento da barra vertical ou diagonal i . Na situação das molas não serem todas iguais deve tomar-se conservativamente k igual à menor das rigidezes calculadas.

É conveniente advertir que a solução proposta por Engesser (fornece a rigidez estritamente necessária das molas para garantir uma determinada carga crítica) provém do problema de uma barra sob acção de um meio contínuo elástico mas considerando o número de meia-ondas (no qual o elemento se subdivide quando encurva) como uma variável contínua (Reis & Camotim, 2012). Saliente-se ainda que o comprimento de encurvadura é sobrevalorizado em cerca de 10% devido à hipótese da corda estar submetida a uma força de compressão constante, quando na realidade a distribuição do esforço é próxima de uma parábola (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005).

Fixações mecânicas entre chapas de vidro

Para união das chapas de vidro o projectista escolheu um sistema de fixação por aparafusamento (também designado sistema aranha), o qual mantém o vidro com comportamento diafragma, por meio de um conjunto de peças metálicas que ocupam apenas uma pequena parte da superfície de cada chapa de vidro, (Abecasis & Cima Gomes, 2012).

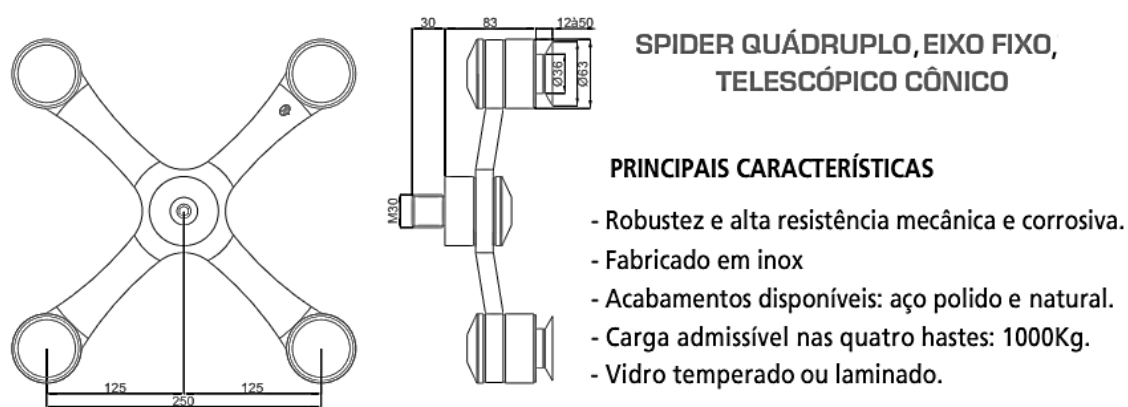


Figura 8 – Sistema (fixo) de fixação aranha com telescópico cónico (Itamaracá, 2003)

Uma característica do sistema de aparafusamento é usar-se parafusos do tipo rótula com furos paralelos ou cónicos para fixar os vidros (permite rotações), o que possibilita livre movimento das chapas de vidro quando sujeitas a vento de pressão ou variação de temperatura (note-se que isto não é possível utilizando telescópicos). Uma vantagem é o diafragma gerado possuir flexibilidade suficiente para produzir uma superfície curva, como forma de impedir o aparecimento de tensões elevadas nos pontos de fixação devido às acções do vento, (Saint-Gobain GLASS, 2001).

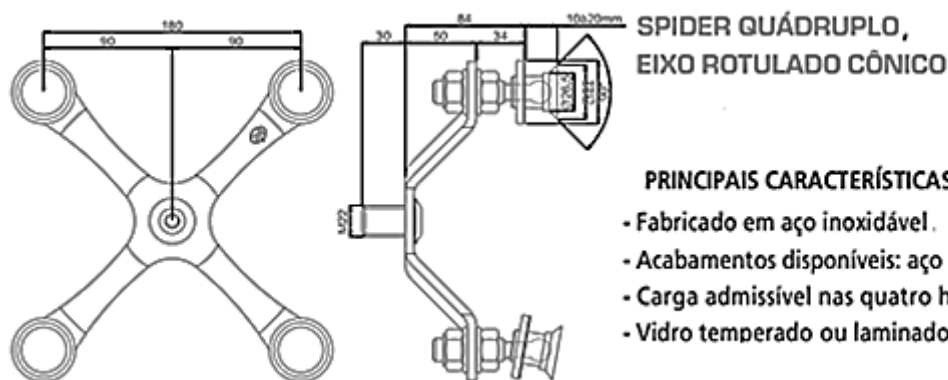


Figura 9 – Sistema (rotulado) de fixação aranha com parafusos especiais (Itamaracá, 2003)

Para que a flexibilidade de movimentos nos parafusos se mantenha durante a vida útil da construção, eles estão dotados de um revestimento especial e de dois anéis justos às superfícies exterior e interior do vidro, para impedir a retenção de água, protegê-los contra o desgaste e mantê-los lubrificados, (Saint-Gobain GLASS, 2001).

De acordo com as regras de dimensionamento prescritas nos Eurocódigos, todas as estruturas deverão resistir às acções frequentes e extremas do vento. Neste contexto, as coberturas rígidas ou com baixo movimento deverão ter seus sistemas de fixação dimensionados às acções frequentes, e permitir um determinado movimento devido às acções extremas, (Rice & Dutton, 1995).

Com efeito, o dimensionamento satisfaz duas hipóteses diferentes, e aparentemente contraditórias: i) É permitido o movimento das chapas de vidro em condições extremas de carregamento; ii) O grau de flexão do diafragma envidraçado é restringido em condições normais de utilização. Normalmente, a restrição à deformação “permissível” é estabelecida para cargas de vento frequentes, decerto compatível com os sistemas de fixação de vidro aplicados, mas quando excedido pode provocar danos no vidro. Por outro lado, a estabilidade da ligação para danos acidentais é garantida com redundância, ou seja, a ligação pode tolerar a perda de um elemento individual (placa de vidro, parafuso, etc.) sem qualquer tipo de prejuízo, (Rice & Dutton, 1995).



Figura 10 – Pequena cobertura envidraçada: chapas de vidro ligadas por sistema de fixação do tipo aranha

Apêndice 7 – Considerações às vigas celulares

O texto seguinte aborda apenas o dimensionamento de vigas celulares não reforçadas, com secção de classe 3 ou inferior e com aberturas concêntricas.

Secção cheia

- *Classificação da secção*

Para definir a classe de secção em vigas com aberturas na alma deve-se analisar distintamente a secção transversal cheia e a secção transversal com aberturas (Unosson, 2006; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998).

A classificação das secções transversais definida em (NP EN 1993-1-1, 2010) estabelece a influência da encurvadura local na resistência e na capacidade de rotação de uma secção. Consoante o comportamento das secções, estas são classificadas da seguinte maneira:

- Classe 1 – Secção transversal com capacidade de rotação suficiente para formar rótula plástica;
- Classe 2 – Secção transversal capaz de atingir o momento plástico mas com capacidade de rotação limitada;
- Classe 3 – Secção transversal em que a fibra mais comprimida pode alcançar a tensão de cedência, mas em que o momento plástico não pode ser atingido;
- Classe 4 – Secção transversal em que, para avaliar a sua resistência, é necessário levar em conta explicitamente os efeitos de encurvadura local.

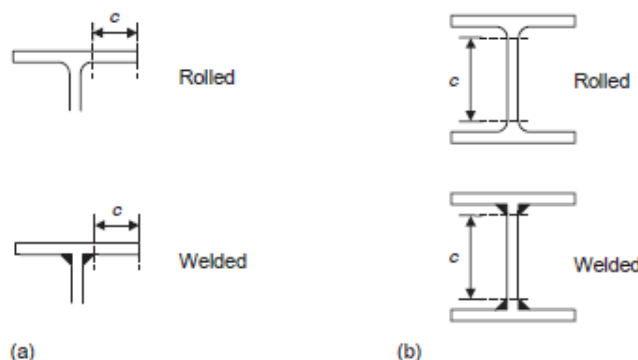


Figura 1 – Dimensão de compressão dos elementos internos e externos (Gardner & Nethercot, 2005)

Considera-se que uma dada secção é composta por elementos internos (as extremidades estão ambas ligadas a elementos adjacentes) e externos (uma extremidade está livre e outra está ligada a outro elemento), adopta-se para classe de secção a maior das classes dos elementos que a compõem.

Esquemáticamente, a classificação dos elementos definida em (NP EN 1993-1-1, 2010) pode traduzir-se do seguinte modo:

$$\frac{c}{t} \leq \tilde{\lambda} \cdot \epsilon$$

Esbelteza do elemento *Esbelteza limite para determinada solicitação* *Parâmetro para contemplar ductilidade do aço*

Onde c é o comprimento do elemento comprimido ou parcialmente comprimido (excluindo arredondamentos de cantos ou soldaduras) e t a sua espessura.

Os elementos deverão ser classificados para a combinação de esforços actuantes que produza o maior comprimento da zona de compressão, podendo-se conservativamente adoptar todo o comprimento de um dado elemento como comprimido.

Secção com aberturas

- *Exigências geométricas*

O elemento estrutural tem secção em I de banzos iguais e com aberturas circulares concêntricas na alma.

As dimensões das aberturas na alma satisfazem os seguintes limites e características geométricas:

- O centro das aberturas está alinhado com o centro geométrico da secção inteira, $e_0 = 0$;
- A altura da abertura tem como limite $h_0 \leq 0,80d_w$ (a experiência mostra que este é um limite prático para um projecto económico);
- A alma dos tês é pelo menos $d_{\{1,2\}} \geq 0,10d_w$ com a restrição $d_1 + d_2 \geq 0,25d_w$;
- Em múltiplas aberturas o limite de alongamento é $a_0 \leq h_0$;

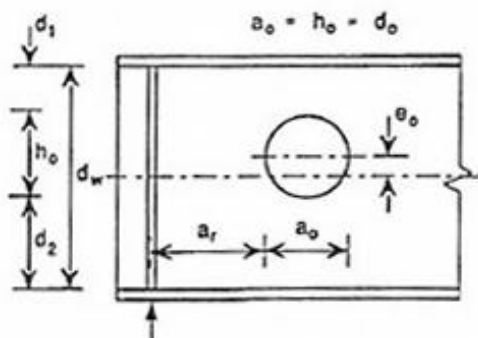


Figura 2 - Posição e dimensões de uma abertura (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Para um reforço de extremidade ser plenamente eficaz, o comprimento entre o reforço e a primeira abertura deverá ser,

$$a_r \geq 0,5d_w$$

Para a largura mínima da faixa da alma entre aberturas recomendam-se os seguintes valores consoante a região da viga (Lawson & Hicks, 2011):

Tabela 1 – Largura mínima da faixa de alma, (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Região de corte reduzido	$\geq 0,3h_0$
Região de corte elevado	$\geq 0,4h_0$
Extremidade	$\geq 0,5h_0$

Refira-se que uma região de corte elevado é aquela onde a força de corte de dimensionamento é maior do que metade do valor máximo da força de corte de dimensionamento que actua sobre a viga.

As aberturas deverão estar afastadas horizontalmente de uma carga pontual numa distância mínima¹ de,

Tabela 2 – Distância mínima horizontal entre cargas pontuais e aberturas (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Sem reforços	$\geq 0,5h$
Com reforços	$\geq 0,25h_0$

De (Lawson & Hicks, 2011) propõem como limite prático para a altura mínima da alma dos tês:

$$d_{\{1,2\}} \geq t_f + 30 \text{ mm}$$

¹ De acordo com (Ward, 1994) a distância da extremidade da abertura (sem reforços transversais) até uma carga pontual não deverá ser menor do que a altura da viga h ou que a largura da abertura a_0 .

Em (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005) é proposta uma altura mínima da alma dos tês mais restrita, que coincide com o valor estritamente necessário para dispensa da verificação à encurvadura do tê comprimido. Para estes autores,

$$d_{\{1,2\}} \geq 0,16d_w$$

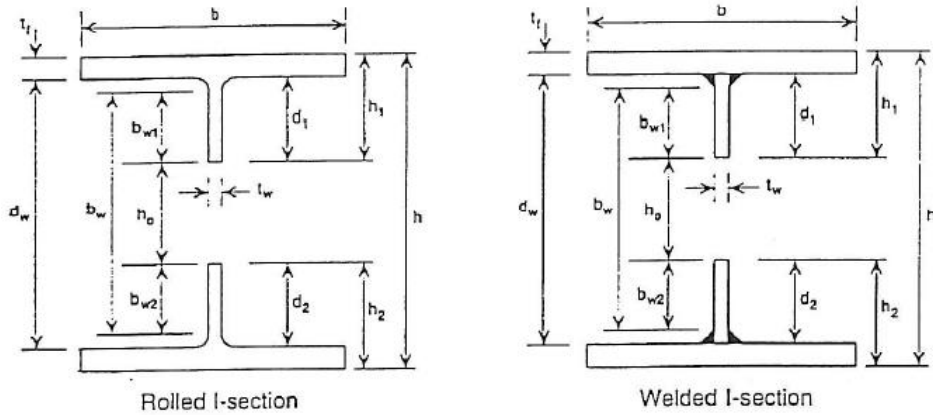


Figura 3 - Tês e faixa de alma (*web post*) (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

- *Classificação da secção*

Em vigas celulares os banzos (elementos externos) mantêm-se inalterados e assim a sua classe é a mesma dos banzos da secção correspondente sem aberturas (Ward, 1994).

Contudo, as modificações da secção original para formar uma viga celular fazem aumentar a esbelteza da alma b_w/t_w . É razoável considerar para efeitos de encurvadura local, a classificação da alma da viga celular a partir da relação b_w/t_w da faixa da alma entre aberturas (Ward, 1994).

Os efeitos locais da flexão (flexão *Vierendeel*) provocam dupla curvatura nos tês que por consequência, modificam a classificação da secção (Lawson, R.M., et al., 2006). Para as zonas com aberturas, a alma dos tês deve ser classificada da seguinte maneira (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Unosson, 2006):

- Classe 2

$$l_0 \leq 32 \cdot t_w \cdot \varepsilon \quad \text{ou} \quad b_{w\{1,2\}} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon \cdot t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32 \cdot \varepsilon \cdot t_w}{l_0}\right)^2}}$$

- Classe 3

$$l_0 \leq 36 \cdot t_w \cdot \varepsilon \quad \text{ou} \quad b_{w\{1,2\}} \leq \frac{14 \cdot \varepsilon \cdot t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36 \cdot \varepsilon \cdot t_w}{l_0}\right)^2}}$$

Para a estabilidade da alma, o comprimento efectivo de uma abertura circular pode ser tomado como $0,7d_0$.

A classificação da secção (para tês não reforçados) pode ser alterada caso o tê inferior esteja sob efeito de um esforço axial da tracção N_{Ed} . Nesse caso,

- Almas de classe 3 são admitidas como classe 2 se:

$$\frac{N_{Ed}(x)}{A_{tê}f_y} \geq 1 - \frac{20t_w^2\varepsilon}{A_{tê}}$$

- Almas de classe 4 são admitidas como classe 3 se:

$$d_{\{1,2\}} \leq \frac{14t_w \cdot \varepsilon'}{\sqrt{1 - (36t_w \varepsilon' / l_0)^2}} \quad e \quad l_0 > 36t_w \varepsilon'$$

com,

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 - N_{Ed}(x) / (A_{te} f_y)}}$$

Para aberturas circulares, o comprimento efectivo da faixa da alma é definido assumindo um ponto com uma restrição efectiva à encurvadura na altura da faixa da alma.

O comprimento efectivo usado no modelo de dimensionamento é:

$$l_e = 0.5 \sqrt{w^2 + d_0^2} \leq 0.7 d_0$$

A esbelteza efectiva da alma é:

$$\lambda = \sqrt{12} \cdot (l_e / t_w)$$

Onde t_w é a espessura mínima da alma dos tês.

O comprimento efectivo da faixa da alma toma em conta o efeito da variação de tensões em redor da abertura na encurvadura.

- *Zona de influência das aberturas*

A verificação do esforço transversal pode ser definida pela área total da secção desde que a sua localização se encontre fora da zona de influência da abertura, dada por (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998):

$$a_z = a_0 + 2 \cdot a_p$$

Sendo,

$$a_p = \begin{cases} 0,9 \cdot d_0 & , \text{ se } d_w / t_w < 90\varepsilon \\ \text{Min} \left\{ d_w ; \frac{d_w}{t_w} \cdot \frac{d_0}{100\varepsilon} \right\} & , \text{ se } d_w / t_w > 90\varepsilon \end{cases}$$

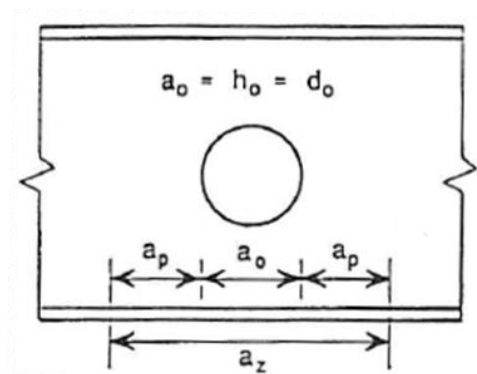


Figura 4 - Zona de influência de uma abertura (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Na situação de existirem reforços transversais a influência da abertura reduz-se como indica a ilustração seguinte,

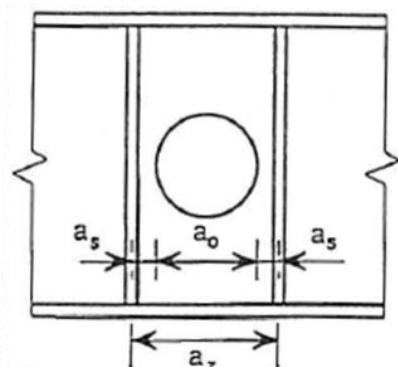


Figura 5 - Zona de influência de uma abertura com reforços transversais (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Aberturas individuais

- *Capacidade ao corte*

A resistência ao esforço transversal da secção em aço é grandemente reduzida pela presença de grandes aberturas. No entanto, para a maioria das vigas com longos vãos, a utilização da alma cheia ao esforço transversal é relativamente baixa, e por isso uma redução considerável na capacidade de esforço transversal pode ser aceitável, especialmente nas zonas da viga de esforço transversal mais baixo.

Pode ser negligenciada a redução da resistência ao esforço transversal devido a uma abertura na alma desde que, a secção transversal a verificar esteja localizada fora da zona da influência.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{0,Rd}$ é avaliado a partir da redução da resistência da secção sem aberturas. Para uma secção transversal perfurada (localizada na zona de influência) é definido por (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005),

$$V_{0,Rd} = V_{0,pl,Rd}$$

e

$$V_{0,Rd} \geq V_{0,ba,Rd}$$

Para as expressões seguintes, $V_{pl,Rd}$ e $V_{ba,Rd}$ são referentes à secção transversal sem aberturas.

O esforço transversal plástico resistente na área de influência da abertura individual é definido por,

$$V_{0,pl,Rd} = \left(V_{pl,Rd} - \frac{0,9 \cdot d_0 \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \right) \cdot \sqrt{\frac{\eta}{1 + \eta}}$$

Onde o coeficiente,

$$\eta = 3,7 \cdot \left[\frac{(d_w - 0,9 \cdot d_0)^2}{d_0 \cdot (d_w - 0,9 \cdot d_0)} \right]^2$$

Verificação da necessidade de reforços para garantir a segurança à encurvatura por esforço transversal (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998):

$$\frac{d_w}{t_w} > 72\varepsilon$$

A resistência á encurvadura por esforço transversal na alma com aberturas isoladas pode ser tomada de forma conservadora como:

$$V_{0,ba,Rd} = 0,9V_{ba,Rd} \left(1 - \frac{d_0}{d_w}\right)$$

Deve notar-se que esta expressão é baseada na acção inclinada do campo de tensões na alma e por conseguinte, apenas adequada para aberturas isoladas devido à compressão complementar desenvolvida na alma.

O factor de 0,9 leva em conta os fluxos não uniformes de corte na secção (Pottage, 2006).

O parâmetro de esbelteza modificada da alma é definido por,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1}{37,4\epsilon\sqrt{k_t}} \times \frac{b_w}{t_w}$$

O coeficiente de encurvadura ao esforço transversal k_t toma os seguintes valores (BS EN 1993-1-5, 2006),

- Para almas com reforços transversais nos apoios, mas sem reforços intermédios

$$k_t = 5,34$$

- Para almas com reforços transversais nos apoios e intermédios (ver Figura 3),

$$k_t = \begin{cases} 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{b_w}\right)^2} & , \text{ se } a/b_w < 1 \\ 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{b_w}\right)^2} & , \text{ se } a/b_w \geq 1 \end{cases}$$

O valor de cálculo da resistência ao esforço transversal é (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005),

Tabela 3 – Contribuição da alma para a resistência à encurvadura por corte (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Coeficiente de esbelteza $\bar{\lambda}_w$	Valor de cálculo da resistência $V_{ba,Rd}$
$\bar{\lambda}_w \leq 0,8$	$\frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} A_w$
$0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$	$[1 - 0,625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0,8)] \frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} A_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,2$	$\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} A_w$

O tê comprimido, constituído pelo banzo à compressão e pela parte adjacente da alma acima ou abaixo da abertura (incluindo o reforço se apropriado), deverá ser verificado à encurvadura no plano da alma se,

$$\frac{l}{3} > d_{\{1,2\}}$$

Em que, $d_{\{1,2\}}$ é a alma do tê comprimido e l o comprimento efectivo do tê (devendo ser tomado igual a $0,5d_0$ para aberturas circulares).

Possibilidade de encurvadura do banzo por compressão no plano da alma (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998),

$$\frac{d_w}{t_w} > k \cdot \left(\frac{E}{f_{y,f}} \right) \cdot \left(1 - \frac{d_0}{2h_w} \right) \cdot \left(\frac{A_w}{A_{c,f}} \right)$$

O coeficiente k deve ser tomado da seguinte maneira (ENV 1993-1-1, 1992; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998),

Classificação do banzo	Classe 1	Classe 2	Classe 3 ou 4
Valor do coeficiente, k	0,3	0,4	0,55

Havendo necessidade de reforços transversais a sua área deverá ser não inferior a (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998),

$$A_{st} \geq 0,1 \cdot d_w \cdot t_w$$

- *Capacidade à flexão*

A verificação da resistência ao momento flector pode ser definida pela área total da secção desde que esta se encontre fora da zona de influência da abertura (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998).

Momento flector plástico resistente na área de influência da abertura individual,

$$M_{o,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{0,225 \cdot t_w \cdot 0,9d_0^2}{W_{pl,y}} - \mu_1 \frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}} \right)$$

Onde o coeficiente,

$$\mu_1 = \frac{0,25 \cdot t_w \cdot d_w^2}{W_{pl,y}} \cdot \left(1 + 1,35 \cdot \left(0,7 - 0,9 \frac{d_0}{d_w} \right) \cdot \frac{d_0}{d_w} \right)$$

Com a restrição,

$$M_{o,Rd} \leq M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{0,225 \cdot t_w \cdot 0,9d_0^2}{W_{pl,y}} \right)$$

Na situação de aberturas colocadas onde é necessária uma rótula plástica, o cálculo de momentos flectores deixa de ser válido em regime plástico (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005).

Momento flector elástico resistente numa abertura ou para uma secção transversal de classe 3 localizada na zona de influência da abertura individual,

$$M_{o,Rd} = M_{el,Rd} \left(1 - \frac{t_w \cdot (0,9 \cdot d_0)^3}{12 \cdot I_y} - \mu_1 \frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}} \right) \cdot \mu_2$$

Onde os coeficientes,

$$\mu_1 = \frac{0,25 \cdot t_w \cdot d_w^2}{W_{pl,y}} \cdot \left(1 + 1,35 \cdot \left(0,7 - 0,9 \frac{d_0}{d_w} \right) \cdot \frac{d_0}{d_w} \right)$$

e

$$\mu_2 = \begin{cases} 1 & , \text{ se } d_0/t_w \leq 125\varepsilon \\ 1,125 - 0,001 \cdot d_0/t_w & , \text{ se } d_0/t_w > 125\varepsilon \end{cases}$$

Com a restrição,

$$M_{o,Rd} \leq M_{el,Rd} \left(1 - \frac{t_w \cdot d_0^3}{12 \cdot I_y} \right)$$

Aberturas múltiplas

- *Comportamento de vigas celulares*

A capacidade de carga de uma viga celular é definida pela menor relação acção/ resistência para o efeito mais desfavorável (global ou local).

Em muitas aplicações práticas, as vigas são lateralmente restringidas, causando efeitos locais favoráveis ao longo das aberturas para controlo do dimensionamento (Ward, 1994).

A viga deverá ser verificada para a resistência global e local para os estados limites de último e de serviço sob acção do peso próprio e cargas impostas.

A capacidade de carga de uma viga celular pode ser limitada (nas zonas potenciais de fraqueza), pela flexão local e resistência ao corte das faixas da alma e dos tês (superior e inferior) (Ward, 1994).

Para vigas celulares, as dimensões transversal e longitudinal das aberturas deverão satisfazer (excepto se mencionado em contrário) os seguintes limites geométricos admissíveis, (conciliando os limites aplicáveis em (Ward, 1994; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)):

$$1.25 \leq h/d_0$$

e

$$1.25 \leq s/d_0 \leq 1.50$$

As vigas celulares soldadas são fabricadas do desdobramento em duplo tê de perfis do tipo *I* ou *H* laminados de alma cheia tal que fique executável a sobreposição e a soldadura das partes resultantes. A altura da viga celular soldada é dada pela altura do perfil que lhe deu origem, do espaçamento entre aberturas e da dimensão da abertura,

$$h = h_n + \frac{d_0}{2} \sqrt{1 - \left(\frac{w}{d_0} \right)^2} = 2 \left(h_{\{1,2\}} + \frac{d_0}{2} \right)$$

O espaçamento entre centros das aberturas é,

$$s = w + d_0$$

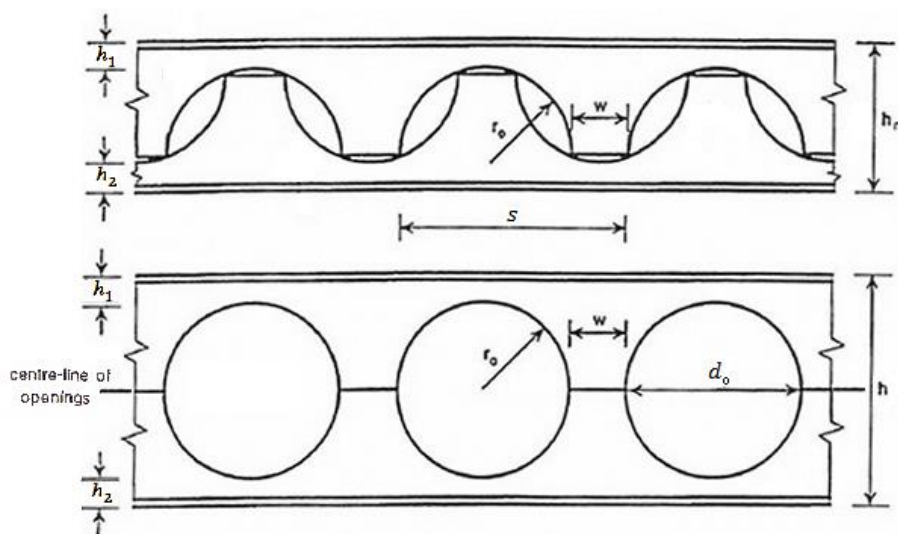


Figura 6 – Múltiplas aberturas circulares na alma, (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Para a descrição do espaçamento entre aberturas em vigas celulares dispõem-se as seguintes orientações, conciliando as diversas literaturas (Tsavdaridis & D'Mello, 2011; Ward, 1994; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Unosson, 2006):

- Espaçamentos reduzidos entre aberturas são aqueles que providenciam o máximo possível de aberturas na alma para passagem de serviços e simultaneamente mantêm o comportamento estrutural, o qual afectado pela dimensão da abertura, no lado da segurança.
- Para espaçamentos grandes entre aberturas, a interacção de efeitos encurvadura na faixa da alma e flexão na faixa da alma podem ser ignorados. Além disso, não existe interacção de efeitos desfavoráveis entre aberturas sucessivas, isto é, as aberturas são consideradas individuais.

Tabela 4 – Critério de classificação Espaçamento entre aberturas	
Reduzido	$s/d_0 \leq 1,50$
Grande	$s/d_0 \geq 2,50$

○ Modos de rotura

Em (Ward, 1994) é referido que a capacidade de flexão dos tês (superior e inferior) sob flexão *Vierendeel* é crítica. A flexão *Vierendeel* é causada pela necessidade de transferir a força de corte através das aberturas para ser consistente com a taxa de variação do momento flector ao longo da viga.

Na ausência de efeitos de instabilidade local e global deverão ser verificados os seguintes modo básicos de rotura nas vigas com aberturas circulares na alma (Ward, 1994; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998):

- Rotura por corte na secção transversal com abertura;
- Tracção com cedência plástica e blocos de compressão nos tês para regiões de elevada flexão global;
- Mecanismo *Vierendeel* devido á formação de rótulas plásticas nas quatro dobras da abertura para regiões de elevado corte;

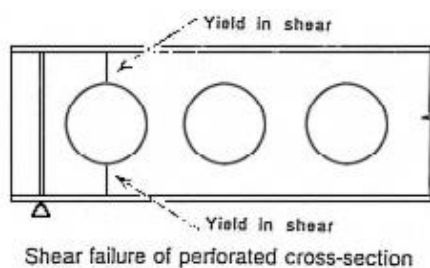


Figura 7 – Modos de rotura em vigas com aberturas na alma (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

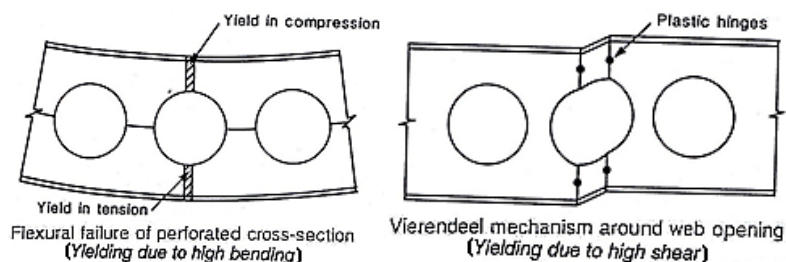


Figura 8 – Modos de rotura em vigas com abertura na alma (continuação) (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Ward, 1994)

Para vigas com aberturas múltiplas na alma, os seguintes modos de rotura devidos ao corte longitudinal na viga deverão também ser verificados (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998):

- Rotura por cedência ou encurvadura devida a momentos na faixa da alma;
- Rotura por corte na faixa da alma ou na soldadura da faixa da alma;

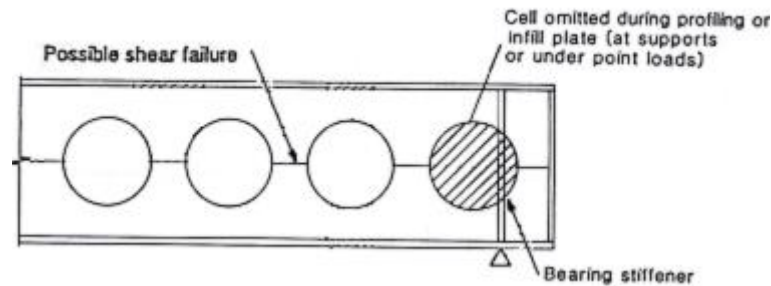


Figura 9 – Modos adicionais de rotura em vigas com aberturas múltiplas (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

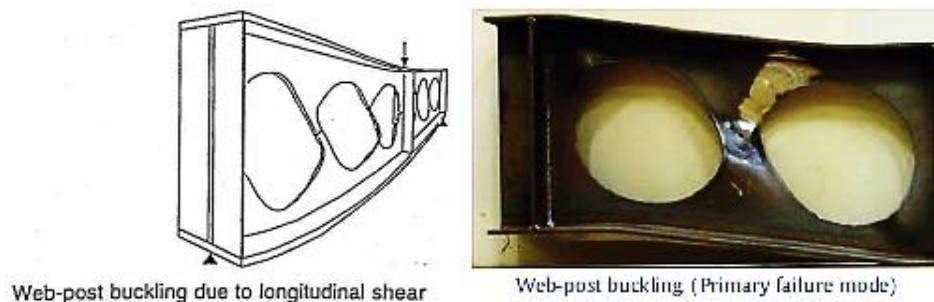


Figura 10 – Modos adicionais de rotura em vigas com aberturas múltiplas (continuação) (Ward, 1994; ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Tsavdaridis & D'Mello, 2011)

Em (Ward, 1994) pelo critério de tensões de *Von-Mises* distinguem-se os seguintes modos de rotura:

- Rotura na faixa da alma para uma baixa força axial no tê;
- Rotura *Vierendeel* para elevada força axial no tê.

A consideração simplificada destes efeitos é avaliada pela teoria de vigas curvas, a qual determina o momento e a força axial actuantes na secção curva do tê.

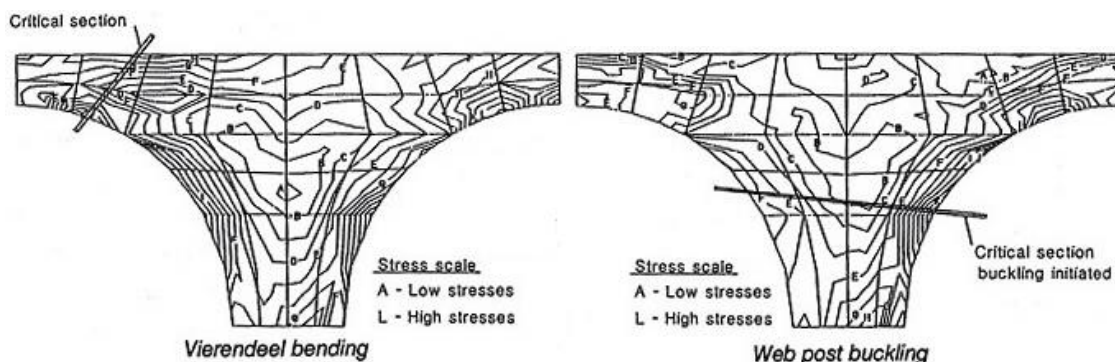


Figura 11 – Determinação da secção crítica para flexão *Vierendeel* e encurvadura da faixa da alma (Ward, 1994)

Para verificar a viga para a condição de estado limite último, é necessário verificar a resistência global da viga e a resistência dos seus elementos. As seguintes verificações, as quais são consistentes com a abordagem na (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998) para secções celulares simétricas, deverão ser realizadas:

- Capacidade da viga ao corte (baseada na secção reduzida)
- Capacidade global da viga á flexão
- Resistência global da viga á encurvadura
- Encurvadura e flexão da faixa da alma
- Flexão *Vierendeel* nos tês (superior e inferior)

- *Capacidade ao corte*
 - Resistência ao esforço transversal na secção com abertura

A capacidade de corte vertical da viga é avaliada pela secção transversal definida no centro das aberturas. A capacidade resistente da viga ao corte vertical é a soma das capacidades resistentes ao corte dos tês (superior e inferior). Para faixas de alma estreitas, a resistência ao corte puro da secção com abertura deverá satisfazer a condição,

$$V_{Ed} \leq V_{0,Rd} = 2V_{\{1,2\},Rd}$$

A flexão *Vierendeel* ocorre devido à transferência da força de corte através da abertura, a qual requer o desenvolvimento de momentos locais nos tês.

Para os tês a máxima força de corte é reduzida devido à flexão *Vierendeel*,

$$V_{\{1,2\},Rd} = \frac{2M_{tê,red}}{l_0} \leq V_{tê,Rd}$$

A resistência à flexão reduzida do tê $M_{tê,red}$ é dada por $M_{pl,tê,red}$ ou $M_{el,tê,red}$.

- Resistência ao esforço transversal nos tês

Para secções simétricas, o esforço transversal é dividido igualmente entre as almas dos tês (superior e inferior). O esforço transversal plástico resistente dos tês (superior e inferior) é dado por:

$$V_{tê,Rd} = \frac{A_{tê,v} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Sendo a área resistente do tê ao esforço transversal dada por:

Tabela 5 – Área resistente ao esforço transversal para secção em T

	Secção soldada	Secção laminada
$A_{tê,v}$	$t_w \left(h_{\{1,2\}} - \frac{t_f}{2} \right)$	$\left[(2r + t_w) \frac{t_f}{2} + A_{tê} - b t_w \right]$

A resistência ao corte puro de uma viga celular tem em conta a contribuição de alma-banzo dos tês.

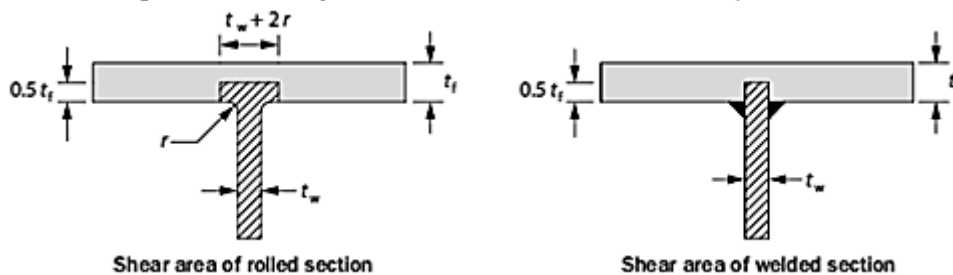


Figura 12 – Área de corte para secções em T laminadas ou soldadas (Gardner & Nethercot, 2005)

Os reforços horizontais podem conservadoramente serem ignorados nos cálculos para a resistência ao corte dos tês.

- Resistência ao esforço transversal na faixa da alma

Pela consideração da área de corte da faixa da alma, a resistência ao corte horizontal é dada por:

$$V_{h,Rd} = \frac{A_{tê,h} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Com a área resistente ao corte horizontal (secção transversal mínima da faixa da alma),

$$A_{t\hat{e}.h} = 0.9 \times (s - d_0) \times t_w$$

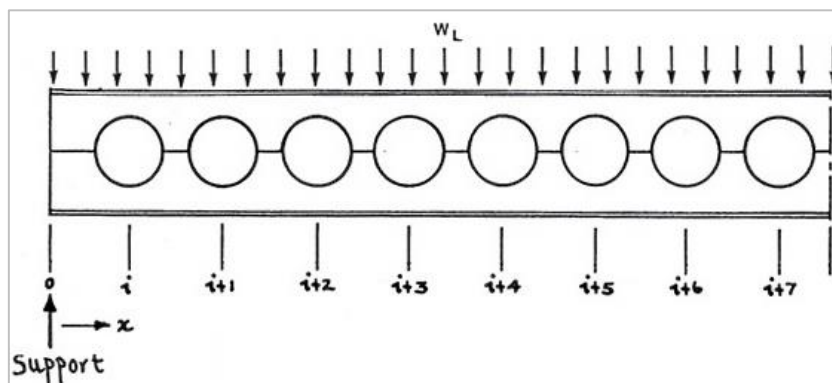


Figura 13 – Enumeração das aberturas num vão de uma viga celular (Ward, 1994)

- Forças actuantes de corte vertical e horizontal

A força de corte vertical máxima nas aberturas é,

$$2 \times V_{têsd} = Max\{ |V_i| : i \leq i - 1 + n_{aberturas} \}$$

O corte na faixa da alma deduzido por equilíbrio horizontal é causado pela mudança das forças axiais nos tês, as quais ocorrem para resistir á flexão global, como mostrado na Figura 14.

A força de corte horizontal $V_{h.sq}$ é dada por,

$$2 \times V_{h, Sd} = Max \left\{ \left| \frac{(M_{i+1} - M_i)}{(h - 2y_0)} \right| : i \leq i - 1 + n_{aberturas} \right\}$$

Com a força axial definida por,

$$T_i = \frac{M_i}{(h - 2y_0)} \quad , \quad T_{i+1} = \frac{M_{i+1}}{(h - 2y_0)}$$

Existe ainda a seguinte relação negligenciando o efeito da carga distribuída, considerando o equilíbrio (vertical, horizontal e de rotação) e a variação do momento flector (Unosson, 2006; Ward, 1994):

$$V_{h,sd} = V_{tê,sd} \times \frac{s}{(h - 2y_0)}$$

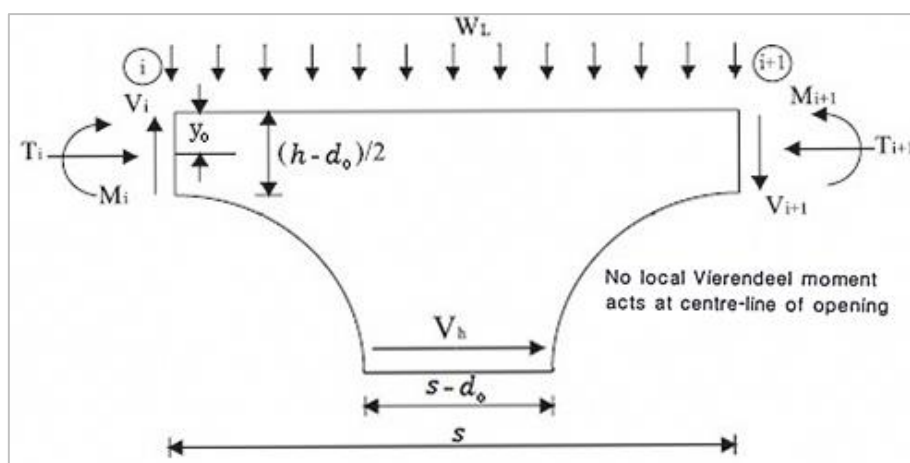


Figura 14 - Corte horizontal na faixa da alma (Ward, 1994)

Assumindo que nenhum momento local *Vierendeel* actua no eixo médio das aberturas (Figura 14) a força axial dos tês (superior e inferior) depende apenas da posição no vão do momento flector. Esta hipótese simplifica a análise e produz uma previsão de resultados do lado da segurança (Lawson & Hicks, 2011).

Para evitar a cedência por corte:

$$\frac{V_{tê, Sd}}{(h - d_0)} < \frac{1}{\sqrt{3}} t_w f_y \quad , \quad \frac{V_{h, Sd}}{(s - d_0)} < \frac{1}{\sqrt{3}} t_w f_y$$

Em alternativa, pode-se limitar o espaçamento entre aberturas,

$$\frac{V_{h, Sd}}{(s - d_0)} < \frac{1}{\sqrt{3}} t_w f_y \quad , \quad s = d_0 \frac{(h - 2y_0)}{(d_0 - 2y_0)}$$

Nas aberturas próximas de suportes deve-se verificar a força de corte horizontal $V_{h, Sd}$ na largura da faixa da alma, porque essas aberturas tendem a ser críticas (Lawson, R.M., et al., 2006).

○ Interacção de esforço axial (ou momento flector) e elevadas forças de corte

Em (Unosson, 2006) a interacção entre esforço axial (ou momento flector) e corte nas almas das vigas é baseada numa redução quadrática do esforço axial resistente ou momento flector resistente para forças de corte excedendo $V_{0, Rd}/2$.

Desta forma, à medida que a força de corte actuante se aproxima de $V_{0, Rd}$, o esforço axial ou o momento flector resistente da alma do tê reduzem-se para zero.

Isto denota que apesar da capacidade resistente axial do tê derivar substancialmente do banzo, a resistência à flexão *Vierendeel* para uma alma não reforçada tende para zero (Ward, 1994).

Esta interacção pode ser tida em conta, modificando a espessura da alma consoante a resistência ao esforço transversal da alma:

$$t_{w, eff} = t_w (1 - (2p - 1)^2)$$

Onde,

$$p = \frac{V_{Ed}}{V_{0, Rd}}$$

O efeito do esforço transversal pode ser negligenciado para $V_{Ed} < 0.5V_{0, Rd}$.

Deste modo, o esforço axial ou momento flector resistente reduzido é avaliado tendo em consideração o esforço transversal já resistido, através da redução da espessura da alma.

- *Capacidade de encurvadura e flexão*
 - Resistência à flexão na secção com abertura

A capacidade global de flexão é avaliada pela consideração do momento plástico resistente da secção transversal definida no centro das aberturas.

O momento máximo M_{Ed} produzido pelo peso próprio e pela carga imposta considerada deverá não exceder $M_{0, Rd}$ calculado como se segue:

$$M_{Ed} \leq M_{0, Rd} = A_{tê} \cdot f_y \cdot (h - 2y_0)$$

Onde, $A_{tê}$ é a área do tê (inferior ou superior); f_y é a tensão de cedência do aço; $(h - 2y_0)$ é a distância entre os centros geométricos dos tês; h é altura total da viga celular.

○ Resistência global da viga á encurvadura

Para avaliar a resistência global á encurvadura numa viga celular (na ausência de resultados experimentais) recomenda-se que as propriedades da viga sejam definidas no centro das aberturas e que a resistência á encurvadura lateral torsional seja, determinada de acordo com o anexo informativo F da pré-norma europeia 1993-1-1, (ENV 1993-1-1, 1992).

Apesar das características estruturais no plano melhorarem com o aumento da altura da secção, a descontinuidade causada pela presença de aberturas na alma penaliza a capacidade de carga das vigas celulares de forma que, poderá ocorrer instabilidade estrutural antes de obtida a capacidade total da secção. Os modos de estabilidade podem ser classificados da seguinte forma:

- Encurvadura lateral torsional;
- Encurvadura da faixa da alma devido a tensões de corte excessivas;
- Encurvadura vertical das faixas da alma.

A verificação da estabilidade elástica das vigas pode ser crítica durante a fase de construção, quando os elementos não-laterais de contraventamento ainda não estão instalados.

Se o banzo comprimido estiver suficientemente restringido, esta verificação pode não ser necessária.

Para avaliar o momento crítico de encurvadura da viga celular, as seguintes simplificações são tomadas:

- A viga está simplesmente apoiada com secções de apoio impedidas para as rotações por torção e deslocamentos laterais (apenas uma extremidade impede deslocamentos longitudinais), mas livres de empenar e de rodar em torno dos eixos da secção;
- Reforços transversais devem ser dispostos nas proximidades das cargas concentradas e reacções de apoios, para evitar a encurvadura e o esmagamento na alma;

Os limites geométricos admissíveis para determinação do momento crítico de encurvadura em vigas celulares são,

- Esbelteza da alma e do banzo da viga cheia

$$30 \leq h_w/t_w \leq 80 \quad e \quad 10 \leq b/t_f \leq 20$$

- Dimensão transversal e longitudinal das aberturas

$$1.3125 \leq s/d_0 \leq 4.20 \quad e \quad 1.05 \leq d_w/d_0 \leq 2.10$$

O momento crítico de encurvadura lateral torsional/distorcional numa viga celular é avaliado através de:

$$M_{cr,net} = \kappa_{LB} \cdot M_{0,cr,net}$$

Em que $M_{0,cr,net}$ é o momento crítico de encurvadura lateral torsional para uma secção transversal definida no centro das aberturas:

$$M_{0,cr,net} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_{z,net} GJ_{net} \left(1 + \frac{EC_w}{GJ_{net}} \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \right)}$$

Onde, L é o vão não contraventado da viga; $I_{z,net}$ é o momento de inércia da secção em relação ao eixo de menor inércia; GJ_{net} e $EC_{w,net}$ são as rigidezes de torção e de empenamento, respectivamente.

As características da secção transversal (área, inércias, etc.) deverão obter-se para uma secção efectiva localizada no centro da abertura (exclusão de uma parte da alma de altura igual ao diâmetro da abertura).

A constante de torção J_{net} e a constante de empenamento torsional C_w são obtidas por:

$$J_{net} = \frac{2}{3} b t_f^3 + \frac{1}{3} (h_w t_w^3 - d_0 t_w^3)$$

$$C_w = \frac{t_f b^3 (h_w + t_f)^2}{24}$$

Refira-se que a presença da abertura na alma é praticamente desprezável para a constante de empenamento torsional C_w .

Nas vigas celulares contempla-se um factor de modificação do momento κ_{LB} que é significativamente influenciado pela configuração das aberturas na alma, pela geometria e esbelteza da viga, ou seja:

$$\kappa_{LB} = \left(\frac{-0.03}{\psi} \right) \cdot \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \cdot \left(\frac{t_f}{b} \right) + \left[\beta - 0.002 \left(\frac{b}{t_f} - 10 \right) \right] \sqrt{\psi}$$

O coeficiente β deve ser tomado da seguinte maneira,

- Momentos de extremidade: 1.10
- Cargas pontuais a meio vão: 1.45
- Cargas distribuídas: 1.21

E,

$$\psi = 0.89 + 0.15 \left(\frac{s}{h_w} \right) - 0.028 \left(\frac{s}{h_w} \right)^2$$

As vigas celulares, para grandes vãos (κ_{LB} reduzido), são condicionadas pela encurvadura lateral torsional, mas à medida que a esbelteza da alma diminui (κ_{LB} aumenta), a distorção na alma aumenta e conduz-se à formação do modo de encurvadura lateral distorcional. Para vãos mais curtos (κ_{LB} mais elevado) são determinantes os modos de encurvadura locais não laterais, existindo uma fase de transição em que a encurvadura local da alma e a encurvadura lateral distorcional ocorrem em simultâneo.

À semelhança do que sucede para vigas de alma cheia, a viga celular pode sustentar momentos mais elevados para cargas concentradas a meio vão do que aqueles que suporta para cargas uniformemente distribuídas. Isto sucede porque, no primeiro caso de carga a região de momentos elevados é mais localizada em torno do meio vão, enquanto no último caso os valores de momentos elevados estão a afectar maiores regiões do vão.

As vigas de elevada esbelteza na alma $60 \leq h_w/t_w$ e com espaçamento reduzido entre aberturas $2.10 \geq s/d_0$ são mais propensas a deformações de corte, por conseguinte são controladas por modos de encurvadura locais não laterais (valores κ_{LB} inferiores do que para vigas com almas mais robustas). À medida que a altura da abertura aumenta, maiores serão as deformações por corte.

As vigas com espaçamentos grandes entre aberturas $2.625 \leq s/d_0$ possuem maior rigidez ao corte como tal, menores distorções são introduzidas na alma e a resposta da encurvadura é controlada pelo modo de encurvadura lateral.

○ Resistência à encurvadura e flexão na faixa da alma – Curvas de dimensionamento

A resistência última da faixa da alma é regida por um dos dois modos: rotura á flexão causada pelo desenvolvimento de uma rótula plástica na faixa da alma ou rotura por encurvadura na faixa da alma.

Admitindo que a alma da viga com múltiplas aberturas e sem reforços transversais satisfaz,

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 60\varepsilon$$

A capacidade de flexão e encurvadura da faixa da alma pode ser considerada na secção transversal crítica usando a equação,

$$M_{el,w,red} = \underbrace{\left[c_1 \left(\frac{s}{d_0} \right) - c_2 \left(\frac{s}{d_0} \right)^2 - c_3 \right]}_{\text{Curva de dimensionamento}} \times M_{el,w} \quad e \quad M_{el,w,red} \leq 0.6 M_{el,w}$$

Onde $M_{el,w,red}$ é o momento máximo admissível na faixa da alma; $M_{el,w}$ é o momento resistente elástico na secção A-A da **Gráfico 1**; s é o espaçamento entre centros geométricos das aberturas (mm); d_0 é o diâmetro da abertura (mm) e c_1 , c_2 , c_3 são coeficientes avaliados da seguinte maneira:

$$c_1 = 5,097 + 0,1464 \cdot \frac{d_0}{t_w} - 0,00174 \cdot \left(\frac{d_0}{t_w} \right)^2$$

$$c_2 = 1,441 + 0,0625 \cdot \frac{d_0}{t_w} - 0,000683 \cdot \left(\frac{d_0}{t_w} \right)^2$$

$$c_3 = 3,645 + 0,0853 \cdot \frac{d_0}{t_w} - 0,00108 \cdot \left(\frac{d_0}{t_w} \right)^2$$

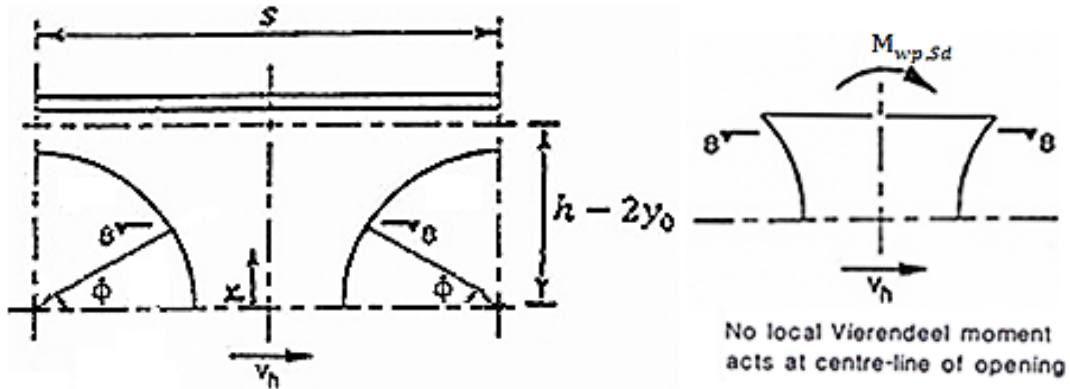


Figura 15 - Determinação da secção crítica por alteração do ângulo de rotação numa viga celular simétrica (sem momento actuante no alinhamento do centro geométrico das aberturas)

Na Figura 15 assumiu-se como simplificação que nenhum momento local *Vierendeel* actua no eixo médio das aberturas (Ward, 1994).

A verificação na secção crítica deverá satisfazer a condição,

$$\frac{M_{wp,Sd}}{M_{el,w,red}} \leq 1.0$$

Na Gráfico 1 apresenta-se a secção crítica obtida por meio de um ângulo de rotação crítico para qualquer perfil que satisfaça os limites de aplicação indicados:

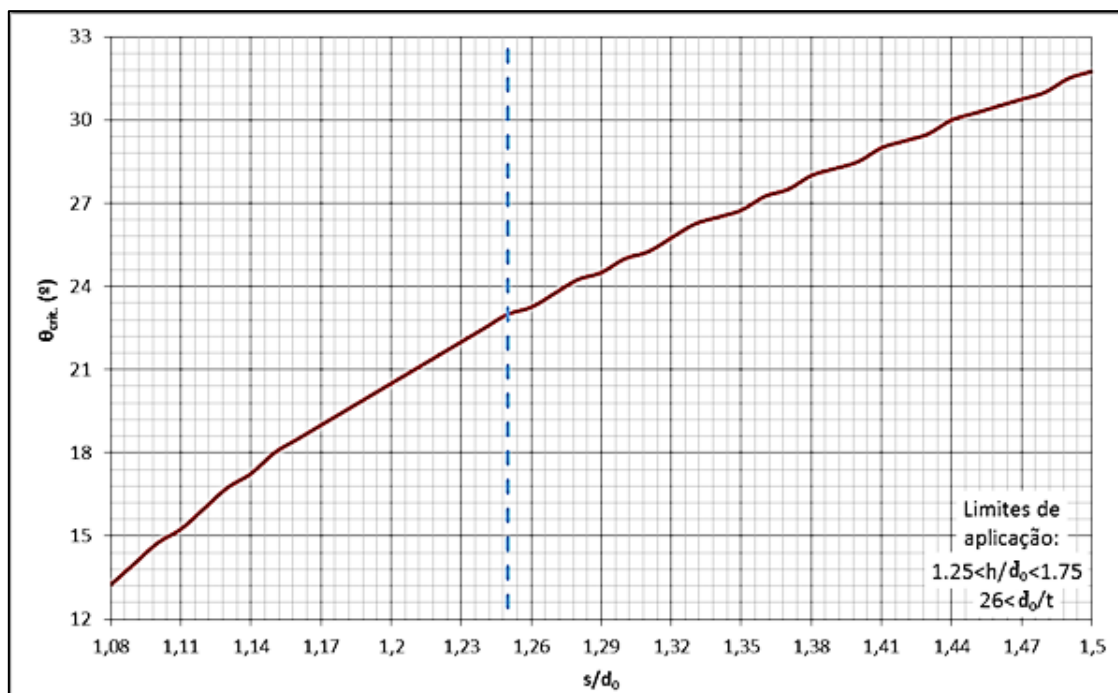
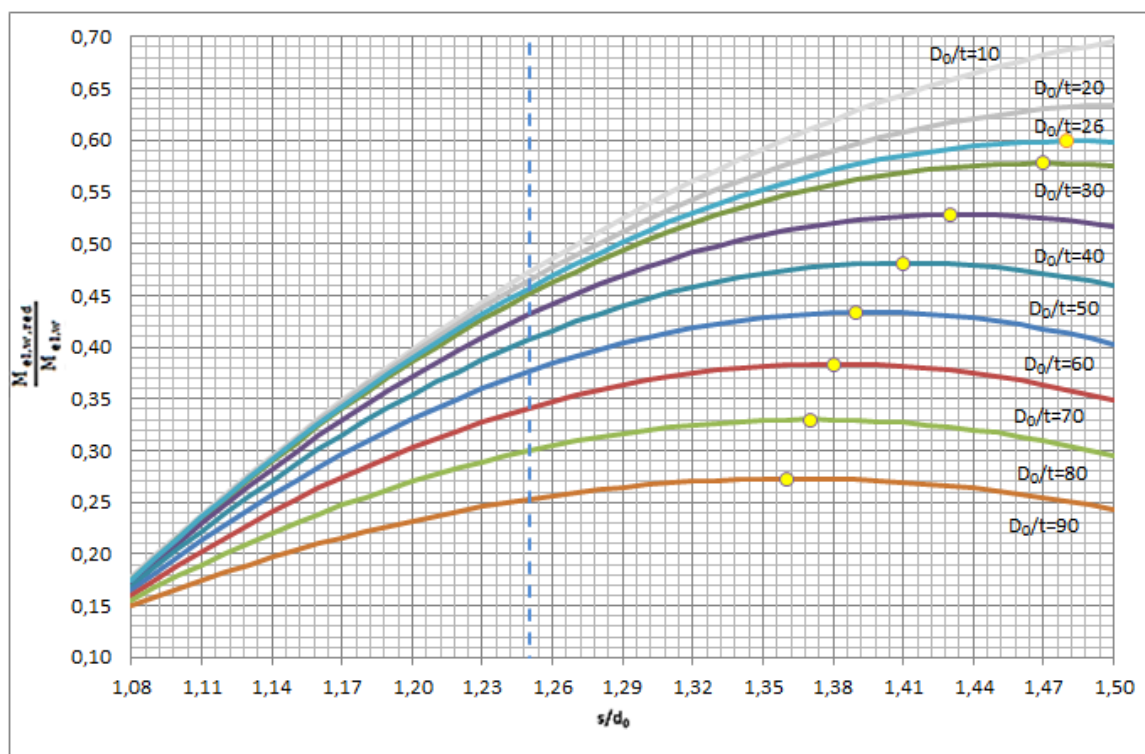


Gráfico 1 – Obtenção do ângulo crítico em função do espaçamento entre aberturas e largura da abertura

Do Gráfico 1 resulta da obtenção do ângulo θ que majora a relação $M_{wp, sd}/M_{el, w, red}$ (valor máximo obtido a partir da derivada nula em função do ângulo θ), para diferentes valores de espaçamento e dimensões de aberturas (Almeida, 2012). Na Gráfico 2 mostra-se uma família de curvas de dimensionamento para a resistência da faixa da alma, baseada em diversos valores para os parâmetros geométricos.



Legenda:

D_0, d_0 diâmetro da abertura na alma da viga
 t, t_w espessura da alma da viga

Gráfico 2 – Curvas dimensionamento para a faixa de alma de vigas celulares simétricas

A relação diâmetro da abertura/espessura da alma (d_0/t_w) é um parâmetro que predispõe nas curvas de dimensionamento um melhoramento significativo da resistência da secção, isto é, pequenos aumentos de espessura podem possibilitar a alteração do modo de rotura por encurvadura para uma rotura por flexão.

A relação do espaçamento entre centros geométricos/diâmetro das aberturas (s/d_0) é um parâmetro que produz uma melhoria ligeira da resistência da secção e está restringido aos limites de aplicação para espaçamento entre aberturas de 8 a 50% do diâmetro da abertura.

De acordo com (Unosson, 2006; Lawson, R.M., et al., 2006), os efeitos de encurvadura na faixa da alma são pequenos e podem ser ignorados para espaçamentos grandes entre aberturas, respeitando a seguinte condição:

$$\frac{d_0}{t_w} \leq 20\varepsilon \quad e \quad \frac{w}{d_0} > 0.7$$

Saliente-se que esta largura (mínima) entre aberturas é a estritamente necessária para evitar a encurvadura da faixa da alma.

○ Resistência à encurvadura e flexão na faixa da alma – Modelo de escora

O dimensionamento para verificação da encurvadura na faixa da alma entre aberturas é desenvolvido através de um modelo de escora (Unosson, 2006; Tsavdaridis & D'Mello, 2011; Pottage, 2006; Lawson & Hicks, 2011).

A rotura ocorre quando a alma encurva localmente, nas zonas adjacentes à abertura da alma mostradas a sombreado na Figura 16.

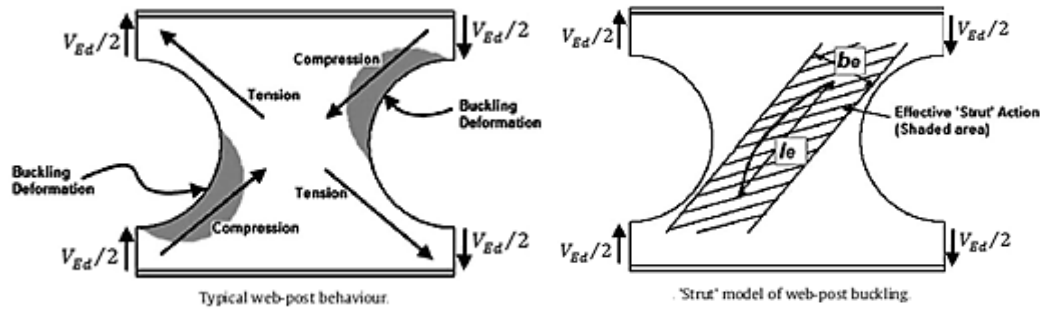


Figura 16 – Modelo de escora para encurvadura da faixa da alma em vigas celulares (Tsavdaridis & D'Mello, 2011)

Para secções com aberturas circulares na alma, o comprimento efectivo l_e da escora considera-se igual à seguinte distância diagonal (Figura 16),

$$l_e = 0,5\sqrt{s_0^2 + d_0^2} \leq 0,7d_0$$

Negligenciando a interação entre aberturas em termos de encurvadura para espaçamentos grandes entre aberturas, o espaçamento entre aberturas s_0 é definido por (Lawson & Hicks, 2011),

$$w = \begin{cases} w & , \quad w/d_0 \leq 1,0 \\ d_0 & , \quad w/d_0 > 1,0 \end{cases}$$

A encurvadura da faixa da alma pode ser analisada considerando a força de compressão aplicada sobre o bordo da abertura dada por (Ward, 1994; Tsavdaridis & D'Mello, 2011):

$$N_{w,sd} = \begin{cases} V_{h,sd} & , \quad \frac{s}{(h - 2y_0)} \leq 1 \\ V_{t\hat{e},sd} & , \quad \frac{s}{(h - 2y_0)} > 1 \end{cases}$$

Para a força de compressão utilizou-se a relação entre a força de corte horizontal e a força de corte vertical indicada em (Ward, 1994). Para aberturas simétricas, em (Tsavdaridis & D'Mello, 2011; Pottage, 2006) é proposto utilizar $V_{t\hat{e},sd}$ do lado da segurança para a força de compressão na escora independentemente do espaçamento entre aberturas.

Para espaçamentos grandes entre aberturas, a força de compressão aplicada sobre o bordo da abertura é tomada conservadoramente como a maior força de corte vertical no tê (inferior ou superior) (Tsavdaridis & D'Mello, 2011; Lawson & Hicks, 2011; Unosson, 2006).

De (Tsavdaridis & D'Mello, 2011) a largura efectiva da faixa da alma resistente à compressão (Figura 16) é igual a metade da largura total da faixa da alma, isto é, $b_e = w/2$.

A resistência de dimensionamento para a encurvadura da faixa da alma $N_{w,Rd}$ é determinada a partir das curvas de encurvadura de (NP EN 1993-1-1, 2010),

- Curva *b* para vigas laminadas e fabricadas a partir de laminados (espessura máxima inferior a 40 mm);
- Curva *c* para vigas fabricadas a partir de chapas;

Para o coeficiente de redução χ do modo de encurvadura relevante considera-se a esbelteza efectiva da faixa da alma enquanto escora, determinada do seguinte modo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{12} \cdot (l_e/t_w) \cdot (1/\lambda_1)$$

Em todos os casos, a resistência ao corte não poderá exceder a correspondente à tensão de $0,6\sigma_y$ actuando na faixa da alma (Tsavdaridis & D'Mello, 2011).

De (Lawson & Hicks, 2011) a resistência à encurvadura da alma deverá ser considerada igual a:

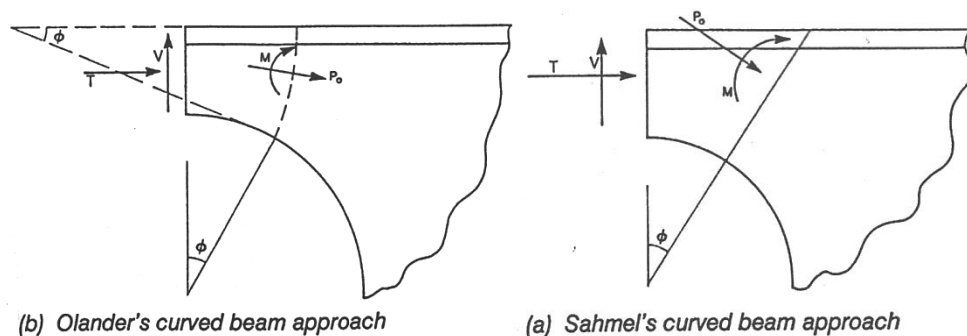
$$N_{w,Rd} = \chi f_y \cdot \frac{b_e t_w}{\gamma_{M1}}$$

○ Flexão *Vierendeel* nos tês – Formação da 1ª rótula plástica

A flexão *Vierendeel* ocorre nos quatro cantos da abertura e as tensões no modelo de resistência em cada canto devem ser de modo a manter o equilíbrio através da abertura; as tensões e as forças associadas são ilustradas na Figura 17.

As tensões secundárias de flexão em torno da abertura, para formação da primeira rótula plástica, podem ser calculadas usando a abordagem de *Olander* (secção circular) ou *Sahmel* (secção linear) (Ward, 1994; Blodgett, 1966).

Refere-se em (Ward, 1994) que ambos os métodos dão resultados similares tanto para a posição da secção crítica como para a resistência última dos tês, ver Gráfico 3 e Gráfico 4.



Legenda:

T Força axial actuante num dos tês
V Força de corte vertical actuante num dos tês

Figura 17 – Diferenças entre as abordagens de *Olander* e de *Sahmel* para a viga curva (Ward, 1994)

Para comparação dos diferentes métodos, efectuou-se para cada um deles um gráfico mostrando a evolução do ângulo, ver Gráfico 3 e Gráfico 4. Para tal, consideraram-se incrementos de ângulo inferiores a 1°, um perfil de referência IPE 600 e, $h/d_0 = 1,50$ para a relação entre altura do perfil e dimensão da abertura.

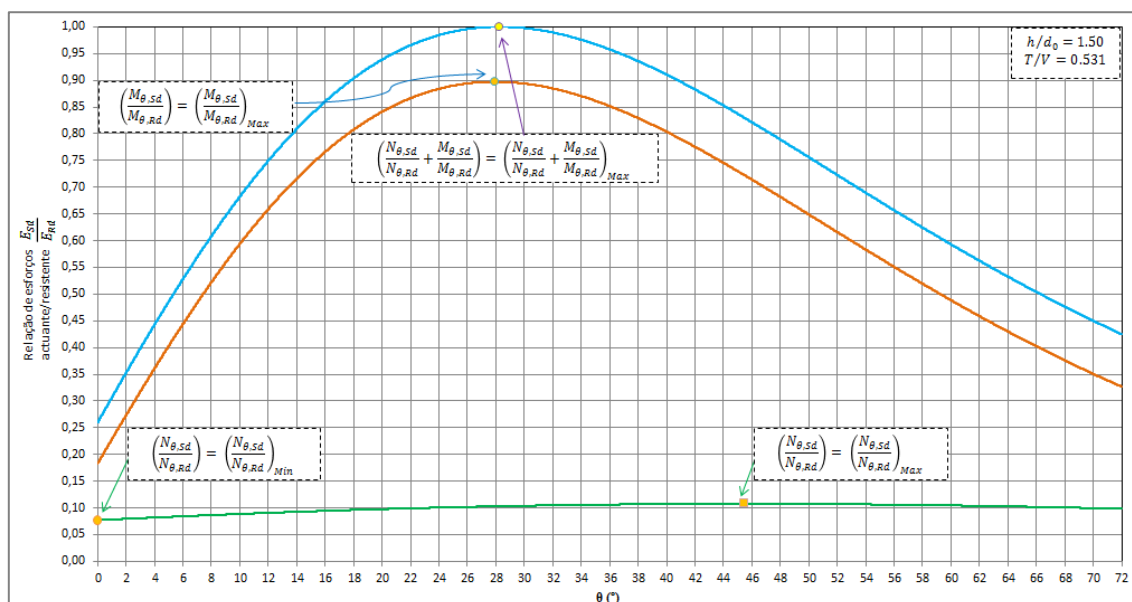


Gráfico 3 – Variação do ângulo segundo a abordagem de *Olander*

A combinação de forças no tê, isto é, a interacção entre o momento *Vierendeel* e a força axial (resultantes da flexão conjunta) é determinada usando a seguinte equação linear de interacção:

$$\frac{N_{\theta,sd}}{N_{\theta,Rd}} + \frac{M_{\theta,sd}}{M_{\theta,Rd}} \leq 1,0$$

Onde $N_{\theta,sd}$, $M_{\theta,sd}$ são forças na secção como mostra a Figura 18; $N_{\theta,Rd}$ é o esforço axial resistente e $M_{\theta,Rd}$ é o momento flector resistente, ambos para a secção crítica do tê em regime plástico ou elástico, dependendo da classificação da secção.

O critério de cedência sugerido na expressão anterior é conservativo quando utilizado na verificação plástica da secção transversal, uma vez que exclui a interacção de esforços na rotura e consequentemente a distribuição plástica de tensões. É também conservativo quando utilizado na

verificação elástica de um ponto crítico da secção transversal, porque não contempla a distribuição plástica parcial de tensões, a qual é permitida no cálculo elástico.

O esforço axial actuante nos tês devido ao momento flector é avaliado no centro das aberturas por,

$$N_{0,sd} = \frac{M_{Ed}}{(h - 2y_0)}$$

Em (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998) para determinar a secção crítica de um tê é sugerida a abordagem de *Sahmel*, que foi pois escolhida para dimensionamento. De (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998; Lawson, R.M., et al., 2006) a dimensão das aberturas circulares pode ser reduzida para $0,9d_0$ no cálculo da resistência à flexão *Vierendeel* dos tês.

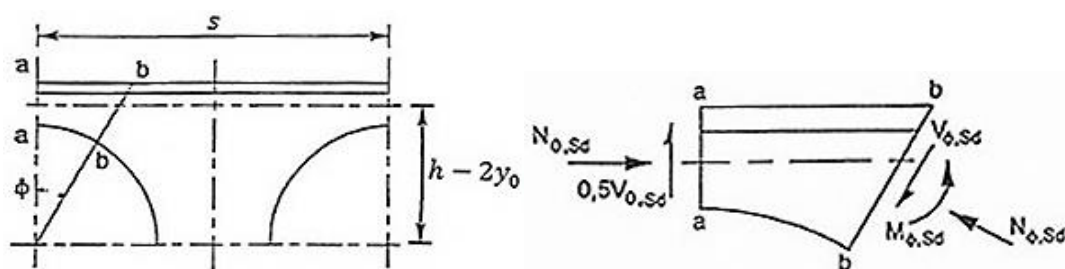


Figura 18 – Forças internas e momentos na secção crítica, (ENV 1993-1-1, 1992)

Para facilitar a obtenção do ângulo crítico, realizaram-se interpolações com incrementos de ângulo inferiores a 1° para diferentes dimensões de abertura na alma. Para este procedimento adoptou-se como perfil de referência o IPE 600 prescrito na (Euronorm 19-57, 1957).

Para simplificar a análise do ângulo crítico efectuaram-se dois gráficos: um para considerar a tendência da contribuição mútua de efeitos (valores positivos para a relação de esforços axial/transverso) e outro para a predominância do esforço axial (valores negativos para a relação de esforços axial/transverso). A separação foi feita a partir do máximo para a interacção de esforços (axial e momento flector) cujo valor aparece em dois ângulos diferentes, conforme é ilustrado no **Gráfico 4** (abordagem de *Sahmel*).

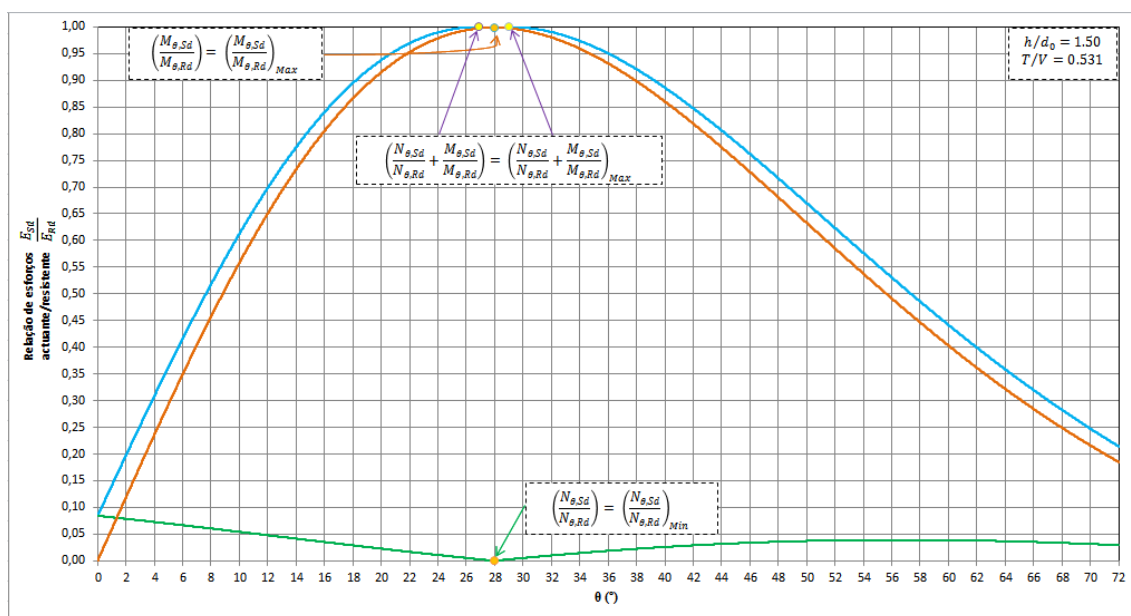


Gráfico 4 – Variação do ângulo segundo a abordagem de *Sahmel*

O Gráfico 5 ilustra a contribuição mútua de efeitos e começa no ângulo crítico há direita do máximo $\left(\frac{M_{\theta,Sd}}{M_{\theta,Rd}}\right)$ e do mínimo $\left(\frac{N_{\theta,Sd}}{N_{\theta,Rd}}\right)$.

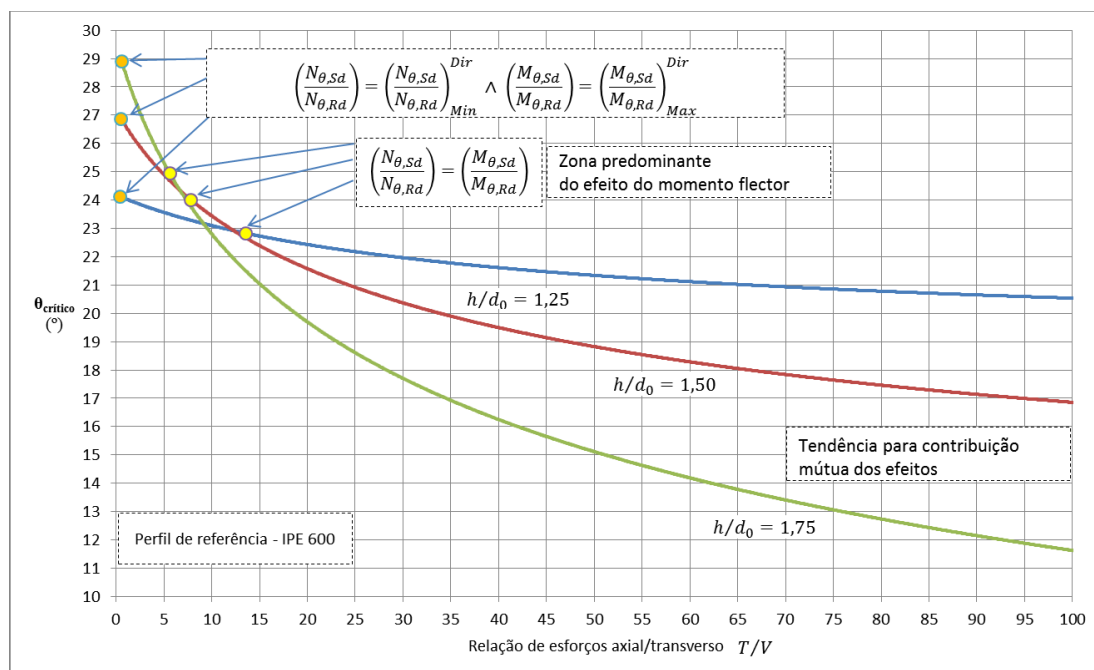


Gráfico 5 – Variação do ângulo crítico com o rácio esforço axial/transverso (positivo)

A Gráfico 6 ilustra a predominância do esforço axial e começa no ângulo crítico á esquerda do máximo $\left(\frac{M_{\theta,Sd}}{M_{\theta,Rd}}\right)$ e do mínimo $\left(\frac{N_{\theta,Sd}}{N_{\theta,Rd}}\right)$.

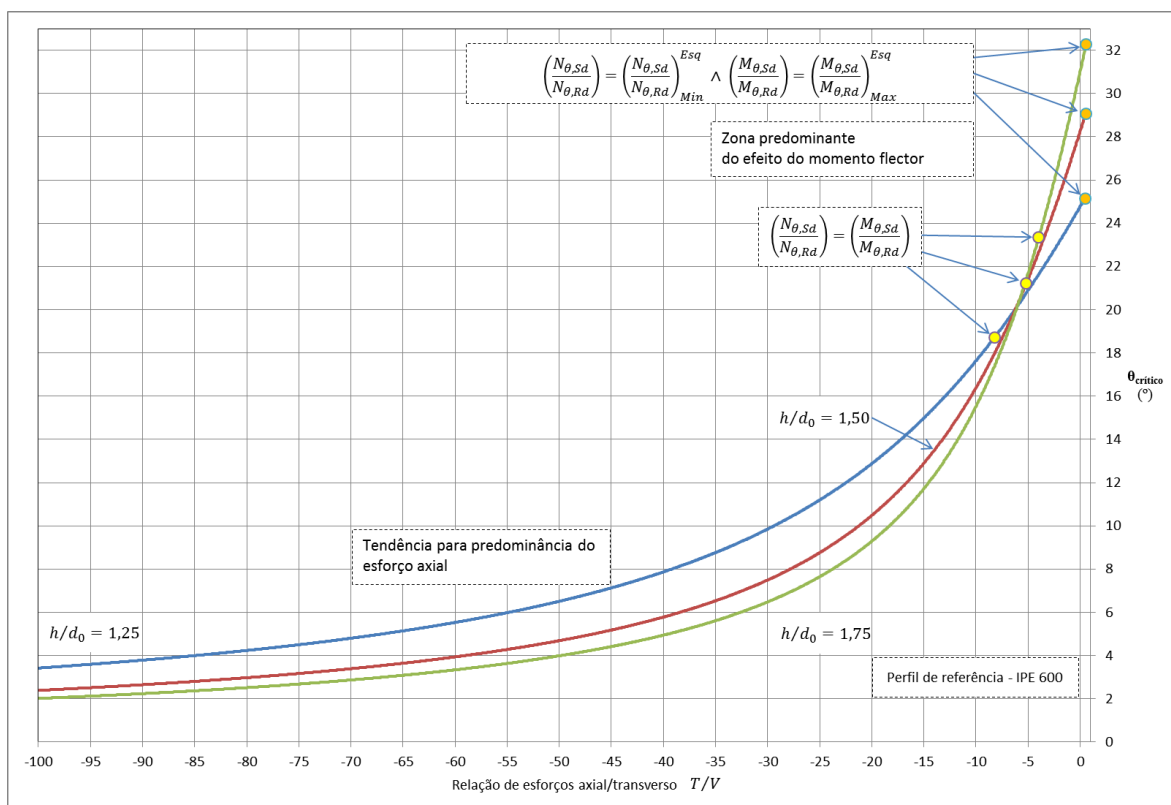


Gráfico 6 – Variação do ângulo crítico com o rácio esforço axial/transverso (negativo)

○ Flexão *Vierendeel* nos tês – Formação de 4 rótulas plásticas

A flexão *Vierendeel* é o fenómeno pelo qual a força de corte é transferida através de uma abertura. A soma das resistências *Vierendeel* de flexão nos quatro cantos da abertura, não deve ser menor que o valor de cálculo do momento flector produzido de um lado da abertura para o outro devido àquela força de corte (Figura 19).

O momento *Vierendeel* aplicado é dado por (Unosson, 2006),

$$M_v = V_{Ed} \times l_0$$

Nas secções com aberturas a rotura por flexão *Vierendeel* pode ser evitada, desde que a dimensão da abertura seja menor que a dimensão estritamente necessária para colocar a encurvadura na faixa da alma como primeiro modo de rotura (Tsavdaridis & D'Mello, 2011).

Com efeito, apesar do comprimento efectivo de uma abertura depender dos efeitos de flexão *Vierendeel*, estes são menos críticos do que noutras configurações (rectangular ou semelhante), e a resistência ao corte ou à flexão tende a ser condicionante no dimensionamento de vigas com aberturas circulares, (Lawson & Hicks, 2011).

De (Tsavdaridis & D'Mello, 2011; Unosson, 2006) a força vertical de corte limite resultante da flexão *Vierendeel* para a secção do tê é calculada por simplificação, convertendo a abertura circular na alma numa abertura rectangular equivalente com comprimento efectivo $l_0 = 0,5d_0$.

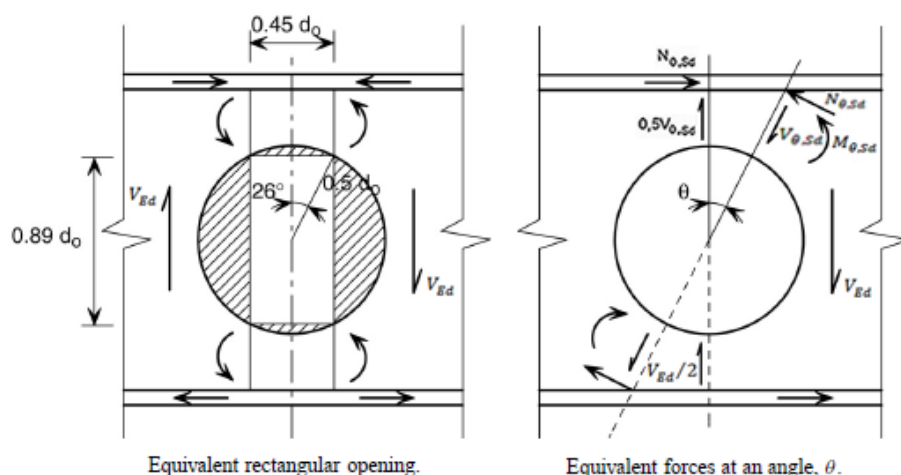


Figura 19 – Tratamento da flexão *Vierendeel* para vigas celulares (Lawson, R.M., et al., 2006)

De acordo com (Unosson, 2006; Lawson & Hicks, 2011; Pottage, 2006), para aberturas circulares com espaçamento entre aberturas regular ou grande, a resistência total à flexão *Vierendeel* pode exprimir-se pela força vertical de corte limite para a secção do tê através de:

$$V_{Ed} \leq 4M_{t\hat{e},red}/l_0$$

Para aberturas circulares com reduzido espaçamento entre aberturas, a resistência ao corte é influenciada pela resistência à flexão da faixa da alma, da seguinte maneira:

$$V_{Ed} \leq 4M_{t\hat{e},red}/l_0 + 2M_{h,e}/s$$

Com,

$$M_{h,e} = s_0^2 t_w f_y / 6$$

Deve-se ainda considerar o facto de a faixa da alma estar sujeita a flexão como resultado da acção de flexão *Vierendeel*, ver Figura 20.

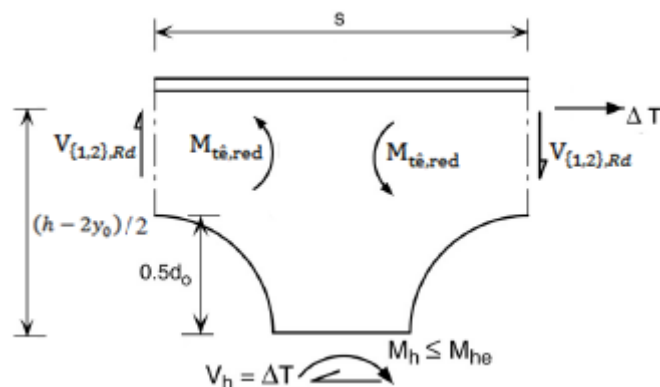


Figura 20 – Momento na faixa da alma de uma viga celular com aberturas circulares: equilíbrio do tê superior, adaptado de (Lawson, R.M., et al., 2006)

Quando as forças de corte resistidas pelas secções em tê acima e abaixo da abertura são iguais (como acontece para uma viga de aço simétrica com aberturas centrais), o momento a meia altura da faixa da alma é nulo. Tal situação acontece porque existem momentos iguais e opostos, de valor $M_h = \frac{\Delta T}{2}(h - 2y_o)$, que actuam sobre a parte superior e inferior da faixa da alma, (Lawson & Hicks, 2011).

Na eventualidade de existirem momentos na faixa da alma, há que garantir $M_h \leq M_{h,e}$ (Unosson, 2006).

○ Resistência à flexão reduzida nos tês (devido ao esforço axial)

No caso de secções transversais das classes 1 e 2, o momento flector plástico dos tês (com ou sem reforços) reduzido devido à existência de esforço normal, pode ser determinado pela expressão seguinte (Lawson, 1987):

$$M_{pl,tê,red} = M_{pl,tê} \left(1 - \left(\frac{N_{tê,Sd}}{N_{pl,tê}} \right)^2 \right)$$

No caso de secções transversais das classes 3 e 4, o momento flector elástico dos tês (com ou sem reforços) reduzido devido à existência de esforço normal, pode ser determinado pela expressão seguinte (Lawson, 1987):

$$M_{el,tê,red} = M_{el,tê} \left(1 - \left(\frac{N_{tê,Sd}}{N_{el,tê}} \right) \right)$$

Considerações sobre a utilização de reforços

Habitualmente utilizam-se reforços horizontais quando a alma é muito esbelta (secções de classe 4) para diminuir o risco de instabilidade, porque estes permitem aumentar a área efectiva e melhorar a resistência à encurvadura local nas zonas comprimidas.

Nas vigas celulares, se os reforços horizontais forem colocados o mais próximo possível de uma abertura (admitindo que estes têm secção transversal de classe 3 e comprimento de amarração adequado), para além dos efeitos relativos à prevenção da encurvadura local da alma do tê, ocorre também um aumento de resistência local à flexão Vierendeel, (Darwin, 2003; Lawson & Hicks, 2011). Todavia, no aspecto de fabricação, ao escolher as dimensões e posição de reforços horizontais deve-se estudar a viabilidade de conexão dos reforços à alma, ou seja, é necessário haver acesso suficiente para fazer as soldaduras.

Os reforços anelares adicionados às vigas celulares costumam ser soldados em torno do interior das aberturas circulares, e reforçam a secção prevenindo pontos de elevado momento ou corte, isto é, reduzem a tendência para a encurvadura da faixa da alma e do tê (por vezes, anulam a flexão da alma e o efeito *Vierendeel* devido à total ausência de concentração de tensões). O processo de dimensionamento das vigas celulares reforçadas desta maneira mantém-se idêntico ao de vigas sem

reforços, mas o modo primário de rotura deixa de ser a encurvadura da faixa da alma e passa a ser a flexão e corte (Ward, 1994).

Apêndice 8 – Considerações aos contraventamentos

Se um elemento que é sujeito a flexão necessita restrições laterais intermédias no seu comprimento como medida para desenvolver o momento de encurvadura necessário (garantir a estabilidade fora do plano), essas restrições laterais deverão ter rigidez e robustez suficiente para inibir os deslocamentos laterais do banzo comprimido da secção segundo a menor inércia (relativamente aos suportes), e as rotações da secção em torno do eixo longitudinal do elemento, (Yura, 2001; Galambos, 1998).

Os contraventamentos devem resistir a todas as forças exteriores actuando directamente sobre eles, devendo também incluir-se as imperfeições, as quais podem ser consideradas com base no conceito de imperfeição geométrica equivalente, conforme descrito no Eurocódigo 3.

Na maioria das situações de dimensionamento o contraventamento completo é assumido ou desejável, isto é, a encurvadura entre os pontos travados é assumida. O sistema de contraventamento discreto controla o movimento lateral em vários pontos ao longo do vão, e a sua eficiência está relacionada com o grau de torção impedida na secção transversal, (Yura, 2001).

Para vigas elásticas sujeitas a diferentes situações de carregamento (diversos casos de gradiente de momento entre secções contraventadas e/ou nível de aplicação das chapas), a rigidez ideal modificada do contraventamento lateral (com localização onde ele melhor restringe o comportamento à torção) para ocorrência de encurvadura da viga entre restrições laterais é (ANSI/AISC 360-05, 2005; Galambos, 1998; Yura, 2001):

$$\beta_i^* \geq \frac{2 \times N_i \times (C_b \times P_f)}{L_b} \times C_L \times C_d$$

Em que,

$$C_b \times P_f = \text{Max} \left\{ C_b \times \left(\frac{P_f}{\left(\frac{\pi^2 \times E \times I_{z,c}}{L_b^2} \right)} \right); \frac{M_f}{h} \right\}$$

Onde,

$I_{z,c}$ é o momento de inércia fora do plano para o banzo comprimido (para secções em I duplamente simétricas pode-se assumir $\frac{I_y}{2}$);

M_f é o máximo momento da viga e h é a distância entre os centroídes dos banzos;

P_f é a força do banzo comprimido da viga;

β_i^* é a rigidez do contraventamento providenciada;

N_i é o coeficiente dependente do número de contraventamentos n dentro do vão, e dado aproximadamente por:

$$N_i = 4 - \frac{2}{n}$$

L_b é o comprimento entre pontos que estão travados ao deslocamento lateral no banzo comprimido;

C_L é o factor majorativo para carregamentos no banzo superior (deve-se aumentar as exigências de contraventamento mesmo quando o contraventamento está providenciado no ponto de carga) e depende do número de contraventamentos, n , ao longo do vão, sendo definido por:

$$C_L = 1 + \frac{1,2}{n}$$

C_d é o factor de dupla curvatura (compressão em ambos os banzos) definido por:

$$C_d = 1 + \left(\frac{M_s}{M_L}\right)^2 \leq 2,0$$

Onde,

M_s e M_L são os momentos máximos causando compressão nos banzos inferior e superior (nesta situação deverão ser colocados contraventamentos laterais em ambos os banzos);

C_b é o factor majorativo para diagramas de momento não uniforme entre secções contraventadas (válido para qualquer distribuição de momentos), sendo definido por (Serna, López, Puente, & Yong, 2006):

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C}$$

Onde,

M_{max} é o momento máximo, e M_A , M_B e M_C são valores dos momentos a $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do comprimento entre pontos contraventados, respectivamente. E todos os momentos indicados deverão estar em valor absoluto.

A carga de encurvadura aumenta à medida que a rigidez do contraventamento aumenta até atingir um contraventamento completo que provoca a encurvadura da viga entre contraventamentos. No entanto, é indicado por alguns autores (Yura, 2001; Galambos, 1998) que a função entre a rigidez de contraventamento e a carga de encurvadura é não linear para contraventamentos múltiplos.

Como regra prática para um contraventamento ter rigidez adequada, é sugerido por alguns autores (Silva & Gervásio, 2007) que, a altura de secção transversal do contraventamento seja, no mínimo 25% da altura do elemento a travar.

O requisito de robustez está directamente relacionado com o valor inicial de ausência de rectilinearidade, de modo que, ao utilizar-se um contraventamento com rigidez superior à ideal, menores deflexões ocorrerão, e consequentemente, a força de contraventamento necessária diminui (a rigidez ideal teórica não leva a um sistema de contraventamento satisfatório porque as forças de contraventamento necessárias são muito elevadas).

No dimensionamento, ao invés de considerar uma ausência de rectilinearidade igual a $L_b/500$, é recomendável utilizar um contraventamento com o dobro da rigidez ideal para manter as forças de contraventamento num nível razoável, nomeadamente, requerer uma resistência mínima correspondente de $F_{br} = 0,01 \times (C_b \times P_f)$, onde $C_b \times P_f$ é a força equivalente do banzo comprimido da viga.

Adicionalmente, os contraventamentos (e respectivas ligações) deverão ser capazes de resistir a uma força de restrição local definida pela alternativa mais desfavorável dentro das seguintes (BS 5950-1, 2000):

- Cada contraventamento deverá ser capaz de resistir a uma força não inferior a 1% da força máxima transmitida pelo banzo comprimido dentro do vão relevantes (sem qualquer combinação com outras acções);
- Cada sistema de contraventamento deverá ser capaz de resistir a uma força não inferior a 2,5% da força máxima transmitida pelo banzo comprimido dentro do vão relevante (sem qualquer combinação com outras secções), a qual deverá ser dividida entre as restrições laterais intermédias em proporção ao seu espaçamento.

Em alguns casos, o requisito de rigidez controla a área de contraventamentos, pelo que dimensionar apenas o contraventamento para resistir a 2,5% da força do banzo comprimido (regra comumente usada para o requisito de robustez) não assegura um sistema de contraventamento adequado.

No projecto em análise, os deslocamentos laterais são restringidos a partir da rigidez da própria estrutura, através da utilização de: suportes de apoio providenciados à viga pelo núcleo resistente e ainda ligações viga (IPE 600) – pilar (RHS) e bases de pilares semi-rígidas, as quais combinadas com sistemas de contraventamento ligando as vigas (incluindo a viga-parede de betão) para estas ficarem mutuamente dependentes.

Os autores (Abecasis & Cima Gomes, 2012) do projecto em estudo indica que os cabos de sustentação na corda superior da viga *Vierendeel* são colocados para providenciar um sistema de contraventamento discreto durante a execução da construção (a sua acção relevante é durante a colocação dos vidros, apesar de depois servirem para manter a estabilidade). Ademais, os sistemas discretos podem ser representados por molas laterais individuais ao longo do vão.

Apêndice 9 – Dimensionamento de vigas com entalhes

Na construção metálica os banzos das vigas muitas vezes são entalhados, quer por razões estruturais ou arquitectónicas, para se providenciar folga suficiente às ligações entre diferentes elementos estruturais em que os banzos estão à mesma altura (por exemplo, na intersecção de uma viga principal e outra secundária).

A presença de entalhes nas extremidades das vigas reduz a resistência e a rigidez à flexão e torção, e introduz uma elevada concentração de tensões na alma no entalhe (afectam o comportamento local e global da viga).

Portanto, além da cedência (é habitual no dimensionamento fazer-se a verificação da resistência à flexão e ao corte na secção reduzida das vigas entalhadas), na prática podem ocorrer três modos distintos de rotura: encurvadura lateral – torsional da viga; encurvadura local da alma na região entalhada; iniciação de fendas por fadiga no entalhe.

As ligações das vigas entalhadas, geralmente só transmitem corte simples, sendo necessário pelo menos verificar a resistência ao corte e ao esmagamento, e, ocasionalmente, à interacção local de flexão e corte.

Encurvadura global da viga

Na obtenção do momento crítico de uma viga entalhada deve-se considerar que as secções extremas (apoios ou quartos casos) possuem restrições iguais às do “caso padrão” tanto para a região entalhada como para a região não entalhada. A presença de condições de apoio respeitando o “caso padrão” deverá ser entendida como extremidades livres de empenar e de rodar em torno dos eixos da secção, mas impedidas de se deslocar lateralmente e de rodar em torno do eixo da viga.

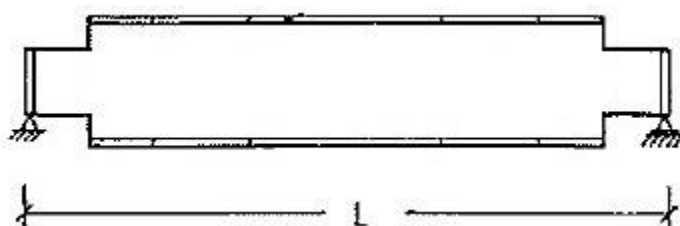


Figura 1 – Viga com ambos os banzos entalhados, adaptado de (Lindner & Gietzeit, 1985)

É importante referir que a capacidade de encurvadura de vigas com entalhes é significativamente menor que a prevista para as vigas com secção transversal uniforme ao longo do comprimento, especialmente quando os entalhes são longos e altos, ou o comprimento do vão da viga é pequeno.

Em vigas curtas, a região entalhada sofre uma severa distorção (em geral, é onde ocorre a deflexão máxima), ao passo que a região não entalhada tem um movimento de corpo rígido que se traduz em simples deflexão (existe pouca curvatura na carga crítica). Pelo contrário, se os entalhes são longos e altos sucede que a capacidade das vigas entalhadas é controlada pela região entalhada enquanto que a região não entalhada encrva simplesmente com movimento de corpo rígido.

Em relação às vigas de vão compridos, ou com entalhes pequenos, a capacidade de encurvadura é controlada principalmente pela região não entalhada embora os entalhes diminuam a carga de encurvadura (comportamento semelhante ao de uma viga sem entalhes).

Face ao exposto, no dimensionamento devem-se considerar os parâmetros seguintes (identificados por alguns autores (Lindner J. , 1996; Cheng, Yura, & Johnson, 1984) como tendo influencia significativa na capacidade de encurvadura): altura e comprimento de entalhe, comprimento do vão, restrições nas extremidades e presença de reforços (quando relevante).

Para determinar o momento crítico elástico de uma viga entalhada e só contraventada lateralmente nas extremidades, é proposto por alguns autores (Cheng, Yura, & Johnson, 1984; Cheng J. , 1993), por via

de observações e estudos analíticos, que se utilize uma interacção entre a região entalhada (secção rectangular) e a região não entalhada (secção IPE).

Esta proposta vem providenciar uma solução ao problema relacionado com o facto de os banzos nas extremidades da viga não estarem nitidamente restringidos lateralmente (entalhes nas ligações), o que implica uma reduzida restrição lateral nas extremidades.

A expressão para estimar o momento crítico (momento máximo que a viga pode suportar sem encurvar lateralmente), em vigas não contraventadas no vão e com duplo entalhe em ambas as extremidades, é dada por:

$$\frac{1}{M_{uncope}} + \frac{(2l_n/L_b)}{M_{cope}} = \frac{1}{M_{cr,n}}$$

Onde, M_{cr} é o momento crítico da viga entalhada; L_b é o comprimento não contraventado; l_n é o comprimento do entalhe; M_{uncope} é o momento crítico elástico de encurvadura lateral de uma viga em I duplamente simétrica, dado através da expressão seguinte :

$$M_{uncope} = C_1 \times \left(\frac{\pi}{L_b}\right) \times \sqrt{E \times I_z \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L_b}\right)^2 \times I_z \times C_w}$$

M_{cope} é o momento critico elástico de encurvadura lateral da região entalhada que no caso de vigas entalhadas em ambos os banzos, pode ser estimado pela expressão seguinte:

$$M_{cope} = \left(\frac{\pi}{2l_n}\right) \times \sqrt{E \times I_z \times G \times J}$$

Porém, é indicado pelos autores (Cheng, Yura, & Johnson, 1984; Lindner J. , 1996) que a sua precisão depende da restrição lateral da secção entalhada, que por sua vez, é função da resistência e rigidez torsional da ligação realizada entre os elementos estruturais.

Ao adoptar-se o critério de interacção proposto na expressão anterior, os elementos que apresentem um vão com comprimento não contraventado curto, ou um comprimento entalhado longo, são significativamente influenciados pela região entalhada. Acrescente-se que a expressão anterior apenas é aplicável nos casos em que cada entalhe tenha um comprimento não superior do que duas vezes a altura da viga, e uma altura não excedendo 20% da altura da viga.

Para entalhes com características geométricas fora destes limites é necessário incluir os efeitos da concentração de tensões no canto do entalhe porque estes causam uma redução de rigidez lateral da alma na região entalhada (Cheng, Yura, & Johnson, 1984).

Na avaliação do momento resistente à encurvadura lateral – torsional da viga entalhada, é ainda indicado em (Cheng J. , 1993), que se deve considerar a redução adicional da capacidade resistente causada pela cedência parcial da secção da alma devido à execução dos entalhes (crê-se que está do lado da segurança utilizar a curva c de dimensionamento).

Em alternativa, é proposto por outros autores (Lindner & Gietzeit, 1985; ECCS TC8 - Structural stability, 2006) que o momento crítico seja estimado pela equação seguinte:

$$M_{cr,n} = r_n \times M_{uncope}$$

Onde, M_{uncope} é o momento crítico da viga IPE, com condições de apoio designadas por caso padrão; r_n é o coeficiente de redução para contemplar os entalhes.

Para entalhes em ambos os banzos, o coeficiente r_n para secções transversais IPE com carga aplicada no banzo superior, ou, no centro de corte, pode ser calculado por:

$$r_n = 1 - \frac{\alpha \times \sqrt{k}}{C_1} \geq 0,$$

Mas,

$$\frac{\sqrt{k}}{C_1} \leq 0,5$$

Em que, α é um coeficiente geométrico para considerar os efeitos resultantes dos entalhes em ambos os banzos na secção IPE, sendo definido por:

$$\alpha = \frac{h_b}{2 \times h_n} + \frac{4 \times l_n}{h_b}$$

Com,

$$0 \leq \frac{l_n}{h_b} \leq 1,0$$

Onde, h_n e h_b é a altura total da viga na região entalhada e não entalhada, respectivamente; l_n é o comprimento da região entalhada (assumindo que ambos os entalhes são iguais); k é o parâmetro de torção característico da viga, dependente das rigidezes de torção e empenamento, e do comprimento do vão da viga bi-apoiada, sendo determinado através da seguinte expressão:

$$k = \frac{E \times I_w}{G \times I_t \times L_b^2}$$

Onde, $E \times I_w$ é o factor da rigidez de empenamento; $G \times I_t$ é o factor de rigidez de torção uniforme da secção (também chamada torção de *S. Venant*); L_b é o comprimento entre secções da viga contraventadas lateralmente; C_1 é um coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio do elemento (alguns autores (Lindner & Gietzeit, 1985; Cheng J. , 1993) propõem como simplificação: $C_1 = 1,12$ para momentos iguais em ambas as extremidades; $C_1 = 1,35$ para o momento resultante de carga pontual a meio vão; $C_1 = 1,75$ para momento nulo numa extremidade e diagrama de momento linear ao longo do vão).

Encurvadura local da alma

No projecto de ligações metálicas, por vezes é necessário remover os banzos de secções transversais IPE. No entanto, uma elevada concentração de tensões é introduzida, devido às descontinuidades geométricas entre a alma e o banzo no canto do entalhe, e as consequências dependem do tipo de entalhe realizado (curvo ou recto, reforçado ou não reforçado, etc).

No caso de vigas laminadas de secção IPE com duplo entalhe, o critério de rotura (predominância do fenómeno de encurvadura local da alma ou cedência do aço) é função do comprimento e da altura do entalhe, e da relação entre a altura e a espessura da alma da viga. A razão disso é que esses parâmetros geométricos permitem retirar considerações necessárias acerca do efeito da interacção de tensões de flexão e corte na região entalhada.

Na prática, para entalhes de comprimento reduzido, as tensões reais são significativamente superiores que as tensões definidas pelas expressões de resistência elástica das secções transversais ao longo do comprimento do entalhe (mas, a análise em regime elástico é uma abordagem conservativa, que impede a cedência por flexão e corte, e ainda, a encurvadura local da alma da região entalhada).

É indicado por alguns autores (Cheng, Yura, & Johnson, 1984) que o primeiro indício de cedência no canto do entalhe é geralmente localizado (cedência localizada, devido à concentração de tensões), de modo que, a deformação não é suficiente para reduzir a utilidade da viga (não afecta significativamente a capacidade de encurvadura local da alma).

Todavia, à medida que a cedência se propaga (formação de rótula plástica, devido à crescente concentração de tensões) ocorre redução da rigidez lateral da alma na região entalhada, e consequentemente, a encurvadura local inelástica da alma ocorre antes da plastificação total por flexão e corte da região entalhada.

Para vigas de secção IPE com ambos os banzos entalhados e com restrição à encurvadura lateral – torsional não é necessário verificar a encurvadura local se as condições seguintes forem cumpridas (Cheng, Yura, & Johnson, 1984; SCI/BCSA Connections Group, 2011):

$$d_n \leq h_b/5$$

Outrossim, para secções em aço S275:

$$l_n \leq h_b \text{ para } h_b/t_{w,b} \leq 54,3$$

$$l_n \leq \frac{20h_b}{(h_b/20 \times t_{w,b})^3} \text{ para } h_b/t_{w,b} > 54,3$$

Ou, para secções em aço S355:

$$l_n \leq h_b \text{ para } h_b/t_{w,b} \leq 48$$

$$l_n \leq \frac{13,75h_b}{(h_b/20 \times t_{w,b})^3} \text{ para } h_b/t_{w,b} > 48$$

Onde, h_b e $t_{w,b}$ são a altura e a espessura da viga suportada; d_n é a altura da região entalhada (assumindo que ambos os entalhes são iguais).

Recorrendo aos ensaios experimentais efectuados pelos mesmos autores (Cheng, Yura, & Johnson, 1984), é possível ainda identificar que:

- Se as tensões predominarem no comportamento de encurvadura então a linha de encurvadura deverá ter uma orientação de 45° a partir da vertical;
- Se as tensões de flexão causarem a encurvadura da alma então a linha de encurvadura deverá ser vertical.

Por outro lado, à medida que o comprimento do entalhe aumenta menor se torna o efeito da concentração de tensões sendo de salientar que: a tensão máxima localizada no entalhe tende a aproximar-se da tensão definida pelas expressões de resistência elástica; a extensão da concentração de tensões tende a reduzir-se num pequeno comprimento na extremidade de entalhe. No que respeita ao comprimento do entalhe acrescente-se ainda que quanto mais curto for o entalhe maior será o movimento lateral no canto do entalhe.

Em consequência disso, tais vigas podem ser dimensionadas para o momento e corte na secção reduzida relativamente à cedência do material (cedência no canto do entalhe causada pela elevada concentração local de tensões). No entanto, para o caso de entalhes excessivamente longos, ou vigas de alma fina, a encurvadura local elástica da alma na região entalhada é provável de ocorrer.

Para avaliar a resistência à encurvadura local (o corte máximo e a capacidade de flexão de secção entalhada são controlados por fenómenos de instabilidade local) do entalhe, alguns autores (Cheng, Yura, & Johnson, 1984; Cheng J. , 1993) preconizam que se utilize a expressão para cálculo do momento crítico de encurvadura lateral – torsional, nas condições designadas por caso padrão (este modelo básico fornece boas indicações para o cálculo do momento máximo suportado pela região entalhada sem encurvar lateralmente), mas considerando um factor de ajuste para levar em conta, os parâmetros geométricos da viga e do entalhe que provocam variações na concentração de tensões e as

condições de restrição na região entalhada (as expressões de cálculo convencionais para flexão e corte podem não fornecer a distribuição de tensões real devido às complexidades das tensões).

Por conseguinte, o momento crítico da região entalhada com um comprimento não contraventado igual a l_n , é dado por:

$$M_{cope} = f_d \left(\frac{\pi}{l_n} \right) \times \sqrt{E \times I_z \times G \times J}$$

Mas, sem exceder o momento de cedência da secção entalhada, $M_{cope} \leq M_{y,Rd}$.

Onde, f_d é um factor de ajuste em que o gradiente de momentos está incluído assim como outros factores, sendo obtido por:

$$f_d = 3,5 - 7,5 \times \left(\frac{d_n}{h_b} \right)$$

De onde se conclui que f_d decresce à medida que a altura do entalhe cresce (maior influência para entalhes de pequena altura).

Resistência da região entalhada – ligação entre elementos

A fim de assegurar a necessária flexibilidade e capacidade de rotação numa ligação, para que ela se comporte como nominalmente articulada, é recomendado por alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 2011) que se adopte determinadas características geométricas nos detalhes das ligações envolvendo entalhes.

Estes requisitos geométricos são habitualmente designados *standards* e correspondem às disposições seguintes, para vigas com altura não superior a 600 mm (ver Figura 2):

- A altura de entalhe deverá ser 50 mm, quer seja no banzo superior ou inferior;
- Os parafusos mais próximos da extremidade vertical da alma deverão ter uma distância de $e_1 = 40 \text{ mm}$ em relação à extremidade;
- Os parafusos mais próximos da extremidade horizontal deverão ter uma distância de $e_2 = 50 \text{ mm}$ em relação à extremidade;
- Para o espaçamento vertical entre eixos de parafusos deverá utilizar-se $p_1 = 70 \text{ mm}$;
- Para o espaçamento horizontal entre parafusos deverá utilizar-se $p_2 = 60 \text{ mm}$.

É também indicado pelos autores que estas regras recomendadas de pormenorização são um processo totalmente viável, porque a capacidade rotacional necessária está comprovada por ensaios experimentais.

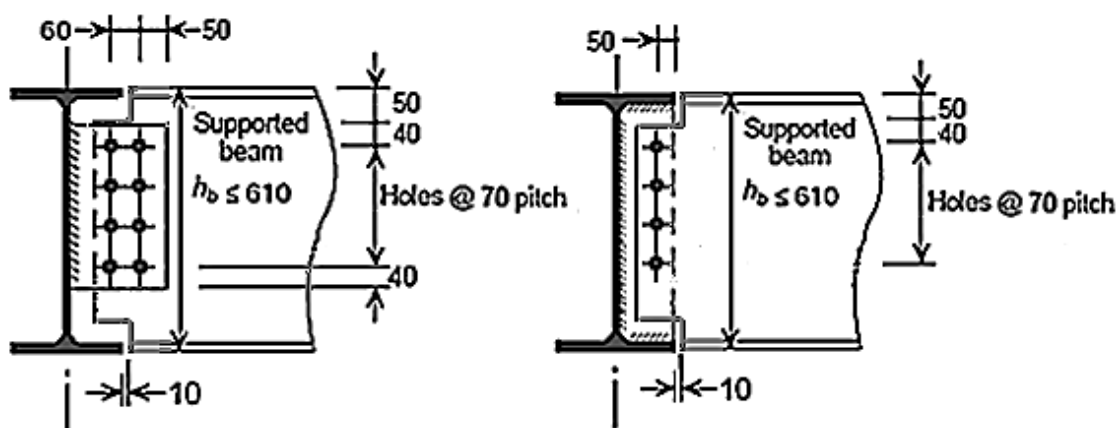


Figura 2 – Detalhes de uma ligação standard: viga suportada com entalhes e viga de suporte utilizando chapas gousset (à esquerda), ou reforços (à direita); adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Um método de avaliação da resistência destas ligações é proposto por alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 2011; Malik, 1993), todavia apenas só aplicável quando a viga possui adequada restrição à torção, a qual está assegurada se a altura da região entalhada for pelo menos 60% da altura da viga.

Para verificar a alma da viga suportada ao corte (presença de duplo entalhe) na secção crítica no plano de corte (alinhamento vertical dos parafusos) é necessário atender ao requisito básico seguinte:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$$

Em que, $V_{Rd,min}$ é a resistência ao corte da alma da viga suportada, e corresponde ao menor valor de entre: resistência ao corte da secção bruta $V_{Rd,g}$; resistência ao corte da secção efectiva $V_{Rd,n}$; resistência ao corte em bloco $V_{Rd,b}$.

Capacidade resistente da secção bruta da região entalhada ao corte

A resistência da alma da viga ao corte na secção bruta é dada pela expressão seguinte:

$$V_{Rd,g} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M_0}} \times \frac{f_{y,b}}{\sqrt{3}}$$

Em que, A_v é a área bruta de corte da viga na região entalhada, calculada pela expressão seguinte:

$$A_v = 0,9 \times t_{w,b} \times (h_b - 2d_n)$$

Capacidade resistente da secção efectiva da região entalhada ao corte

A resistência da alma da viga ao corte na secção efectiva é dada pela expressão seguinte:

$$V_{Rd,n} = \frac{A_{v,net}}{\gamma_{M_2}} \times \frac{f_{u,b}}{\sqrt{3}}$$

Onde, $A_{v,net}$ é a área útil da alma da viga na região entalhada, calculada através da expressão seguinte:

$$A_{v,net} = A_{v,b} - n_1 \times d_0 \times t_{w,b}$$

Capacidade resistente da região entalhada ao destacamento por corte

A resistência da alma da viga à rotura em bloco, para um grupo de parafusos sujeito a um carregamento excêntrico, é dada pela expressão seguinte (NP EN 1993-1-8, 2010):

$$V_{Rd,b} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub}}{\gamma_{M_2}} \times A_{nt} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Onde, A_{nv} é a área útil solicitada ao corte, determinada do seguinte modo:

$$A_{nv} = t_p \times (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5)d_0)$$

Enquanto que, A_{nt} é a área útil solicitada à tracção, cujo valor é dependente do número de linhas de parafusos na vertical, n_2 , e dada como se segue:

$$A_{nt} = \begin{cases} t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 1 \\ t_p \times \left(p_2 + e_2 - 3\frac{d_0}{2}\right) & \text{se } n_2 = 2 \end{cases}$$

Verificação da região entalhada à interacção do corte com flexão

Para verificar a resistência à interacção de corte com flexão na região da viga com duplo entalhe, é necessário garantir o requisito básico seguinte (ver Figura 3):

$$V_{Ed} \times (g_h + l_n) \leq M_{v,n,Rd}$$

Adicionalmente à avaliação da resistência na zona crítica dos entalhes deve-se também verificar a resistência em ambas as linhas de parafusos: em ligações com duas linhas de parafusos ($n_2 = 2$); em ligações com uma linha de parafusos em que o comprimento do entalhe é elevado, ou seja, $x_n \geq 2d$, em que x_n é a distância entre o canto do entalhe e a linha de parafusos. Todavia, esta verificação só é aplicável se o comprimento do entalhe ultrapassar a segunda linha de parafusos (isto é, $l_n > e_2 + p_2$):

$$V_{Ed} \times (g_h + e_2 + p_2) \leq M_{v,n,Rd}$$

Onde, $M_{v,n,Rd}$ é o momento resistente da viga no entalhe em presença de corte, determinado por uma das expressões seguintes:

- Para corte baixo (isto é, $V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{pl,n,Rd}$):

$$M_{v,n,Rd} = \frac{f_{y,b} \times t_{w,b}}{6 \times \gamma_{M_0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1) \times p_1 + h_e)^2$$

- Para corte elevado (isto é, $V_{Ed} > 0,5 \times V_{pl,n,Rd}$):

$$M_{v,n,Rd} = \frac{f_{y,b} \times t_{w,b}}{6 \times \gamma_{M_0}} (e_{1,b} + (n_1 - 1) \times p_1 + h_e)^2 \times \left[1 - \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,n,Rd}} \right)^2 \right]$$

Onde, $V_{pl,n,Rd}$ é a resistência ao corte da viga com duplo entalhe na secção crítica, obtida por (ver Figura 3):

- Se a secção crítica do plano de corte ocorrer numa linha de parafusos:

$$V_{pl,n,Rd} = \text{Min}\{V_{Rd,g}; V_{Rd,n}\}$$

- Se a secção crítica do plano de corte ocorrer noutra local da região entalhada:

$$V_{pl,n,Rd} = V_{Rd,g}$$

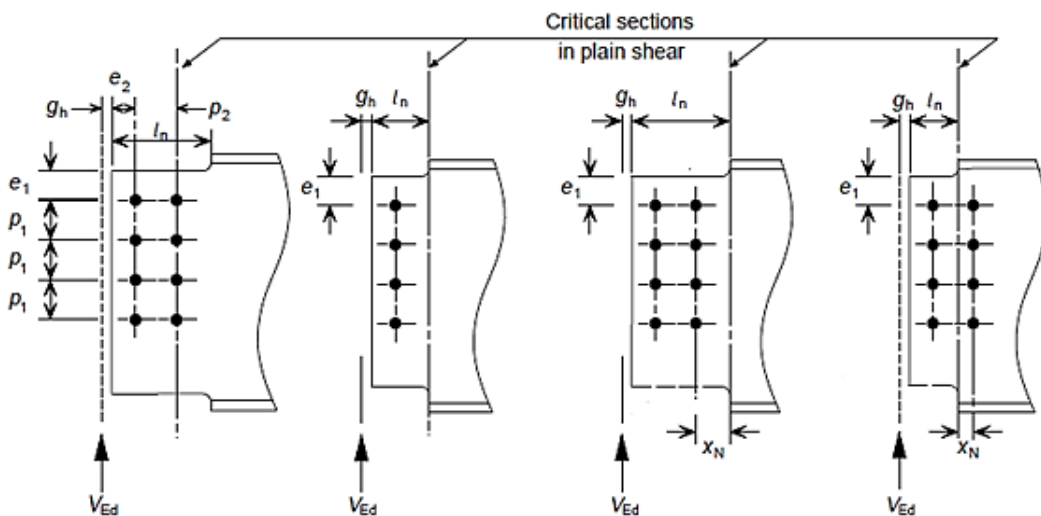


Figura 3 – Possíveis localizações da secção crítica por plano de corte da região entalhada da viga, adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

Apêndice 10 - Estudo da estabilidade do elemento cruciforme em consola

Método de Rayleigh-Ritz

Um critério de estabilidade elástica adequado para estruturas elásticas sujeitas a cargas estáticas é o critério de estabilidade da energia (abordagem energética), com efeito é neste conceito que se baseia a formulação do método de Rayleigh-Ritz (actua ao nível da energia potencial de um sistema estrutural, e portanto, só é aplicável em problemas conservativos) (Reis & Camotim, 2012).

No que se segue analisa-se a estabilidade de uma secção aberta de paredes finas (a espessura é pequena quando comparada com as outras dimensões da secção transversal), porque apesar estas secções serem uma boa escolha pelo elevado desempenho em termos de minimizar o peso próprio para uma dada resistência, no entanto, é a estabilidade que se torna fundamental no dimensionamento.

Tomando como objecto de estudo o comportamento de encurvadura de um elemento não prismático e inicialmente indeformado, com secção aberta de paredes finas (secção cruciforme), com condições de fronteira idênticas às de uma consola (uma extremidade encastrada – não restringe o empenamento – e outra livre), e sujeito a uma carga horizontal ou vertical na sua extremidade livre que é concentrada e centrada no centro de corte^{1,2} (conforme indicado na Figura 1), então, o termo quadrático da energia potencial total do elemento estrutural é definido pela soma das componentes seguintes (quando a segunda variação do potencial total é definida positiva, em relação a todas as perturbações cinematicamente admissíveis sobre a posição de equilíbrio, advém que a configuração de equilíbrio é estável) (Attard, 1986):

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{1}{2} \int_0^L \left[E \times I_y(x) \times \left(\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \right)^2 + E \times I_z(x) \times \left(\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \right)^2 + G \times J(x) \times \left(\frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right)^2 + E \times I_w \times \left(\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right)^2 \right] dx \\
 V_e &= \frac{1}{2} \int_0^L \left[2 \times M_y(x) \times \left(v_y \times \frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \times \phi(x) - \beta_y \times \left(\frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right)^2 \right) - \frac{v_y \times M_y(x)^2}{E \times I_y(x)} \times \phi(x)^2 \right] dx + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \int_0^L \left[2 \times M_z(x) \times \left(v_z \times \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \times \phi(x) + \beta_z \times \left(\frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right)^2 \right) - \frac{v_z \times M_z(x)^2}{E \times I_z(x)} \times \phi(x)^2 \right] dx + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \int_0^L N(x) \times \left[\left(\frac{\partial v(x)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x)}{\partial x} \right)^2 + I_{p0} \times \left(\frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right)^2 - 2 \times z_0 \times \frac{\partial v(x)}{\partial x} \times \frac{\partial \phi(x)}{\partial x} + 2 \times y_0 \times \frac{\partial w(x)}{\partial x} \times \frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right] dx + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times Q_y \times (y_q - y_0) \times \phi(L)^2
 \end{aligned}$$

Onde, U é a energia de deformação armazenada pelo elemento e V_e é a energia potencial ocasionada pela acção de forças externas no elemento, e nessas expressões as grandezas têm o significado seguinte: $x-x$ representa o eixo centroidal do elemento; $y-y$ e $z-z$ representa os eixos principais da secção transversal; E e G são os módulos de elasticidade e distorção do material; $I_y(x)$ e $I_z(x)$ são os momentos de inércia da secção em relação aos eixos $y-y$ e $z-z$; $J(x)$ e $I_w(x)$ são as constantes de torção e de empenamento; I_{p0} é o momento polar de inércia em relação ao centro de corte; v_y e v_z são factores que traduzem a tendência de curvatura antes da ocorrência de instabilidade; β_y e β_z são constantes geométricas associadas à assimetria da secção transversal. As características geométricas adoptadas são determinadas pelas expressões seguintes:

¹ Em secções abertas de paredes finas constituídas por troços, se as linhas médias concorrem num ponto então esse ponto coincide necessariamente com o centro de corte (as linhas de acção das resultantes das tensões tangenciais nos diversos troços convergem para esse ponto) (Silva, 2004).

² Admite-se que a carga concentrada é aplicada no centro de gravidade pelo facto da ligação espacial ser "perfeita".

$$I_y(x) = \frac{h(x)^3 \times t_h}{12} + \frac{t_b^3 \times b(x)}{12} ; \quad I_z(x) = \frac{b(x)^3 \times t_b}{12} + \frac{t_h^3 \times h(x)}{12} ; \quad I_{p0} = \frac{\int_A (y - y_0)^2 + (z - z_0)^2 dA}{A(x)}$$

$$J(x) = \frac{h(x) \times t_h^3 + b(x) \times t_b^3}{3} ; \quad I_w(x) = \frac{h(x)^3 \times t_h^3 + b(x)^3 \times t_b^3}{144}$$

$$v_y = \text{Min} \left\{ 1 - \frac{I_z(x)}{I_y(x)} : 0 \leq x \leq L \right\} ; \quad v_z = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{I_y(x)}{I_z(x)} : 0 \leq x \leq L \right\}$$

$$\beta_y = \frac{1}{2 \times I_y(x)} \int_A y^3 + yz^3 dA - z_0 ; \quad \beta_z = \frac{1}{2 \times I_z(x)} \int_A z^3 + zy^3 dA - y_0$$

Onde, $A(x)$ é a área da secção transversal do elemento; $h(x)$ e $b(x)$ são a altura e a largura da secção transversal do elemento; t_h e t_b são as espessuras das abas maior e menor da secção cruciforme; y_0 e z_0 são as coordenadas do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção; L é o comprimento do vão da consola.

É importante salientar que a formulação utilizada está limitada à resposta elástica (precedente aos fenómenos de instabilidade), nela se usaram as hipóteses da teoria clássica de Vlassov sobre peças de paredes finas – as secções transversais não se deformam no seu próprio plano e as deformações por corte sobre a superfície média são negligenciáveis –, e também se assumiu que a peça está a flectir inicialmente sobre o eixo de maior inércia – os efeitos iniciais de curvatura podem ser ignorados (Andrade, Camotim, & Providência e Costa, 2007; Attard, 1986).

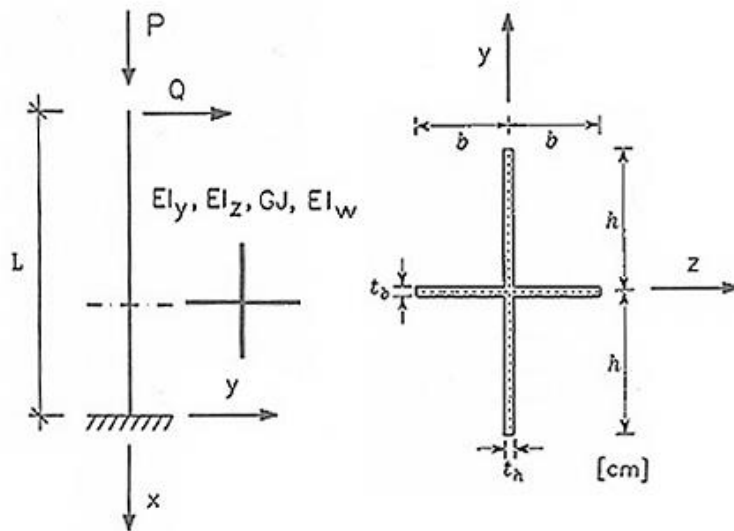


Figura 1 – Consola submetida a uma força concentrada horizontal ou vertical (compressão uniforme) aplicada no centro de corte da extremidade livre

Considerando a distribuição de esforços no estado fundamental³ vem que:

- Momento flector causado pela carga horizontal

$$M_z(x) = -Q_y \times \lambda \times (L - x) ; \quad M_y(x) = 0$$

- Esforço axial causado pela carga vertical

$$N(x) = \lambda \times P_x$$

³ Os efeitos geometricamente não lineares são contabilizados ao usar-se o princípio da minimização da energia potencial, ou seja, trata-se de uma alternativa à consideração das equações de equilíbrio na posição deformada (as deformações permanecem lineares) (Reis & Camotim, 2012; Chajes, 1974).

Onde, P_x e Q_y são as forças externas concentradas vertical e horizontal, e cujas linhas de acção passam pelo centro de corte da secção transversal do elemento estrutural (se existirem excentricidades nas forças externas os seus efeitos deverão estar incluídos); λ é um parâmetro de carga associado a determinado modo de instabilidade.

Para discretizar a configuração dos modos de instabilidade da consola de secção cruciforme assumiram-se as funções de aproximação seguintes (Reis & Camotim, 2012):

- Encurvadura por flexão

$$v(x) = c_1 \times \left(1 - \cos\left(\frac{\pi \times x}{2 \times L}\right)\right) ; \quad w(x) = c_2 \times \left(1 - \cos\left(\frac{\pi \times x}{2 \times L}\right)\right) ; \quad \phi(x) = c_3 \times \left(1 - \cos\left(\frac{\pi \times x}{2 \times L}\right)\right)$$

- Encurvadura lateral-torsional

$$v(x) = c_1 \times \frac{x^2}{L^2} ; \quad w(x) = c_2 \times \frac{x^2}{L^2} ; \quad \phi(x) = c_3 \times \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right)$$

Em que, os parâmetros c_1 , c_2 e c_3 são os graus de liberdade (variáveis não conhecidas); $v(x)$, $w(x)$ e $\phi(x)$ são as funções de forma (caracterizam a forma da encurvadura) que satisfazem as condições de fronteira cinemáticas seguintes:

$$v(0) = \frac{\partial v(0)}{\partial x} = 0 ; \quad w(0) = \frac{\partial w(0)}{\partial x} = 0 ; \quad \phi(0) = 0$$

É importante frisar que as funções de forma fornecem uma estimativa do deslocamento médio ao longo do comprimento do elemento, ou noutras palavras, o deslocamento do centroíde de todas as secções transversais.

Prosseguindo, ao substituir-se as funções de forma na equação da energia potencial total do elemento é possível defini-la da seguinte forma (Reis & Camotim, 2012):

$$\delta^2(U + V_e) = f(c_1, c_2, c_3, \lambda)$$

Em que, a função f é a forma quadrática dos parâmetros c_1 , c_2 e c_3 . Em alternativa pode-se representar a segunda variação do potencial total da seguinte maneira (Wang & Kitipornchai, 1986):

$$\delta^2(U + V_e) = \{c\}_{3 \times 1}^T \times [K_t]_{3 \times 3} \times \{c\}_{3 \times 1}$$

Onde, K_t é a rigidez tangente; $\{c\}_{3 \times 1}$ é o vector dos graus de liberdade (deslocamentos generalizados).

Na escolha dos parâmetros c_1 , c_2 e c_3 de modo a tornar estacionária a função da energia potencial com respeito às formas de encurvadura (critério do equilíbrio adjacente), é-se conduzido ao sistema de equações lineares homogêneas definido pelas derivadas parciais de f com respeito a c_1 , c_2 e c_3 :

$$\frac{\partial f}{\partial c_1} = 0 ; \quad \frac{\partial f}{\partial c_2} = 0 ; \quad \frac{\partial f}{\partial c_3} = 0$$

A técnica de resolução consiste em colocar o conjunto de equações algébricas na forma de matriz como se segue:

$$\overbrace{[K + \lambda \times S]}^{[K_t]}_{3 \times 3} \times \{c\}_{3 \times 1} = \{0\}_{3 \times 1}$$

Onde, K é a matriz de rigidez do elemento; S é a matriz de estabilidade.

Enfim, quando a resposta de pré-encurvatura é assumida como linear e as deformações prévias à instabilidade são ignoradas, a carga crítica elástica de encurvadura é dada pelo determinante de $[K_t]_{3 \times 3}$ que se anula para a solução não trivial, isto é, a forma quadrática completa das perturbações dos deslocamentos generalizados muda de positiva definida para semi-definida quando o determinante da rigidez tangente se anula:

$$\det(K_t) = 0$$

Noutras palavras, a equação resultante conduz a uma série de potência 3 (no máximo), cuja menor raiz possível fornece a carga ou momento crítico de encurvadura (menor valor próprio da equação característica). Além disso, como a matriz de rigidez do elemento e a matriz de estabilidade são simétricas e reais, e a matriz de rigidez é positiva definida, segue-se que os valores próprios serão sempre reais (Wang & Kitipornchai, 1986).

Método dos Elementos Finitos – Programas de cálculo automático

Enquadramento geral

Em seguida, com o auxílio dos softwares SAP2000 e ANSYS, vai-se determinar as cargas críticas associadas aos modos de encurvadura por flexão, torção ou flexão-torção que tornam a peça cruciforme instável, e para essa análise de estabilidade empregaram-se duas abordagens distintas:

- i) Método dos valores próprios: prevê a resistência teórica à encurvadura elástica considerando o elemento estrutural sem imperfeições, com carregamento e restrições conhecidas (análise clássica da encurvadura de Euler). Na prática, existem imperfeições geométricas e não linearidades que impedem que os elementos atinjam a resistência ideal à encurvadura, ou seja, o valor próprio previsto sobreleva a carga de encurvadura real (método não recomendado quando se pretende precisão).
- ii) Análise não linear geométrica e material: mais precisa que a análise de valores próprios da estrutura porque efectua uma análise estática conjugada com a presença de imperfeições e não linearidades (incluem-se as grandes deformações se necessário) para prever as cargas de encurvadura (devido à natureza não linear da análise é possível incluir as imperfeições geométricas, as mudanças de contacto entre elementos, as perturbações de carga, as não linearidades do material e as lacunas de execução). Além disso, esta análise processa-se com a carga iniciada em zero e incrementada gradualmente até que se encontre um nível de carga em que a estrutura se torne subitamente instável (ou seja, um pequeno aumento de carga provoca grandes deformações); para cada incremento a matriz de rigidez é ajustada antes de novo incremento de carga.

As características mecânicas adoptadas para o aço foram as seguintes: material isotrópico com módulo de elasticidade de $E = 210 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson igual a $\nu = 0,3$, tensão de cedência igual a $F_{y,min} = F_{y,eff} = 355 \text{ MPa}$ e tensão de rotura igual a $F_{u,min} = F_{u,eff} = 490 \text{ MPa}$.

No que refere às condições de apoio, o elemento de secção cruciforme variável possui encastramento perfeito na base (graus de liberdade fixos – deslocamentos e rotações) e está livre no topo (secção mais pequena).

Admitiu-se ainda que a carga necessária para causar encurvadura está centrada no centro geométrico da secção (coincide com o centro de corte da secção) e aplicada na extremidade livre da viga, e o mesmo acontece com as cargas equivalentes às imperfeições (as imperfeições podem ser substituídas por pequenas cargas fora do eixo do elemento, as quais são necessárias para se iniciar o modo de encurvadura mais provável de ocorrer na realidade, ou seja, persuadem o elemento a encurvar sob uma carga crítica mínima).

Pormenores do modelo computacional do software SAP2000

Primeiramente, recorrendo ao software AutoCAD⁴, concebeu-se a geometria do elemento de secção cruciforme variável ao longo do comprimento, a partir da linha média de cada chapa que o constitui. Posteriormente recorreu-se ao gerador de malhas do mesmo programa para criar a malha de elementos finitos.

⁴ Foram efectuadas tentativas com o programa SAP2000 e surgiram problemas na definição da geometria porque o programa não traça curvas, e ao aproximar-se a curva por sucessivas rectas o gerador de malhas cria elementos muito distorcidos (entre outros problemas).

Na modelação do elemento cruciforme adoptou-se o elemento básico do tipo casca espessa com dimensões não superiores a 10 mm (biblioteca de elementos finitos do SAP2000). Importa salientar que o elemento seleccionado possui uma formulação de três ou quatro nós (caso seja um triângulo ou um rectângulo, e não necessariamente planar), que combina o comportamento de membrana e de placa à flexão (inclui os efeitos de deformação por corte transversal, conforme a formulação de Mindlin/Reissner).

Por último, quer na análise pelos valores próprios, quer na análise não linear de estabilidade, foram consideradas condições iniciais nulas (estado não pré-esforçado).

Pormenores do modelo computacional do software ANSYS

Relativamente à criação da geometria do elemento estrutural (secção com área variável), no software ANSYS – Mechanical APDL, basta definir os pontos-chave e criarem-se linhas entre esses pontos para se ter uma definição completa de todas as secções do elemento ao longo do comprimento.

No que diz respeito à modelação da peça cruciforme utilizaram-se elementos do tipo Shell181 com dimensões não superiores a 10 mm, que de acordo com é o elemento apropriado para analisar cascas finas a moderadamente espessas. Este elemento possui 4 nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direcções x, y e z, e rotações em torno dos eixos x, y e z. A opção triângulo degenerado só deve ser utilizada quando se pretende elementos de preenchimento na geração da malha. O elemento Shell181 inclui os efeitos lineares da deformação por corte transversal, e a formulação de deformação de corte proposta por Bathe-Dvorkin é usada para aliviar o fenómeno de sobrestimação da rigidez de corte, comumente designada por shear-locking (Pereira, 2003; Castro, 2009).

Para se efectuar uma análise de estabilidade pelo método dos valores próprios (análise do tipo “Eigen Buckling”) é necessária a inclusão dos efeitos de pré-esforço (correspondentes a um estado de tensão não variável) principalmente para se calcular a matriz de rigidez inicial (alguns elementos têm um comportamento dependente do seu estado de tensões; por exemplo, um elemento poderá vibrar em frequências mais elevadas à medida que a tensão aumenta ou devido ao pré-esforço instalado) (Kristensen, 2005). Deste modo, primeiro concretiza-se uma análise do tipo estática utilizando uma força unitária para calcular a matriz de rigidez (o factor de carga será reajustado se for aplicada uma carga superior à unidade), e em seguida, para extrair os valores próprios de encurvadura utiliza-se, ou o método de “Block Lanczos” para problemas de valores próprios em matrizes simétricas esparsas de grande dimensão, ou o método “subspace” para outros casos (converge mais lentamente mas é mais robusto). Não obstante, no decorrer da análise utiliza-se o método da resposta harmónica reduzida (método de solução reduzida) que produz uma solução de deslocamentos complexos se necessário (espaço vectorial complexo com dimensão finita), mas apenas envolvendo os graus de liberdade relevantes; durante este passo as soluções completas para o elemento são obtidas através da expansão da solução (ambas as soluções real e imaginárias podem ser expandidas) de cada grau de liberdade fundamental (o método de solução utiliza matrizes reduzidas do elemento para resolver a equação de movimento, noutras palavras, a matriz reduzida representará um sistema com os graus de liberdade estritamente necessários para caracterizar o comportamento do sistema) (ANSYS, 2009).

Para se efectuar uma análise não linear de estabilidade (considera a possibilidade de cedência plástica) as seguintes opções (específicas do programa) foram tomadas: i) os efeitos de pré-esforço estão activos em análises não-lineares, e quando estão permitidas grandes deformações estas são automaticamente incluídas (opção padrão do software que não sofreu alterações); ii) por predefinição o programa irá automaticamente escolher o método de Newton-Raphson, contudo, para o processo de análise adoptou-se esse método conjugado com o método comprimento de arco.

Erros associados aos métodos numéricos tidos em conta

Na dimensão dos elementos da malha teve-se em atenção o erro de aproximação cometido nas tensões dos elementos, o qual foi estimado através da diferença dos valores das tensões para os diferentes

elementos que convergem num nó comum. Teve-se também em atenção que a formulação rectangular é mais precisa que a triangular, e por isso mesmo, o elemento triangular é apenas usado para locais onde as tensões não mudem rapidamente (a utilização de grandes elementos triangulares não é recomendada onde a flexão no plano é significativa).

A formulação convencional de elementos finitos não considera (por si mesma) os efeitos dos deslocamentos prévios à encurvadura para o problema de bifurcação, e deste modo, os efeitos de curvatura inicial são considerados a partir da carga equivalente associada. É importante levar-se estes efeitos em consideração porque quanto maior for o vão menor será a percentagem carga crítica de encurvadura, quando a curvatura inicial é tida em conta (a consequência do efeito da curvatura inicial é também proporcional à esbelteza do elemento) (Attard, 1986).

Apresentação dos resultados obtidos nas diferentes abordagens

Em seguida, efectua-se uma comparação entre e os resultados obtidos pelo método de Rayleigh-Ritz e pela formulação de elementos finitos, os quais se apresentam na Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados dos diferentes métodos empregues para estudar a estabilidade da peça cruciforme

	Carga crítica axial associada ao 1º modo de instabilidade por flexão	Carga crítica axial associada ao 2º modo de instabilidade por flexão	Carga crítica axial associada ao modo de instabilidade por torção	Momento crítico ¹ associado ao modo de instabilidade por flexão-torção ²
Método de Rayleigh-Ritz	1050 kN	–	–	188 kNm
Método dos valores próprios – SAP2000	1205 kN	5425 kN	6415 kN	220 kNm
Método dos valores próprios – ANSYS	957 kN	4910 kN	5380 kN	186 kNm
Análise não linear geométrica e material – SAP2000	1107 kN	–	–	165 kNm
Análise não linear geométrica e material – ANSYS	942 kN	–	–	148 kNm

¹ Uma vez que a ocorrência de flexão uniforme em consolas é invulgar, frequentemente assume-se que o momento crítico de uma consola está relacionado com uma carga crítica concentrada na extremidade livre.

² As secções cruciformes são mais propensas à encurvadura torsional e não à encurvadura lateral-torsional porque o centroíde da secção coincide com o centro de corte.

Efectivamente existem diferenças de precisão entre os softwares SAP2000 e ANSYS, e crê-se que estas estejam relacionadas com o facto de o SAP2000 ser menos preciso no tratamento do fenómeno “shear locking” (sobrestimação da rigidez de corte).

Em relação à precisão do método de Rayleigh-Ritz esta é dependente das funções de forma utilizadas, e quanto menores as diferenças entre a configuração deformada aproximada e a deformada real melhor será a qualidade da solução, por conseguinte, como a estimativa da carga crítica está próxima da exacta pode-se afirmar que as funções de forma são adequadas.

Em qualquer dos softwares utilizados é possível uma comparação entre a geometria deformada e a geometria não deformada, como se pode observar por exemplo pelas Figura 2 a Figura 5.

Como seria de esperar, as soluções para as cargas críticas por meio de uma análise não linear geométrica e material são sempre menores pelo facto de estarem previstos erros de geometria, entre outros aspectos. Como forma de examinar o progresso dos deslocamentos à medida que a peça se torna instável, nas Figura 7 e Figura 9 são mostrados os deslocamentos em função dos incrementos de carga.

Apresentação dos resultados do programa de cálculo automático – ANSYS

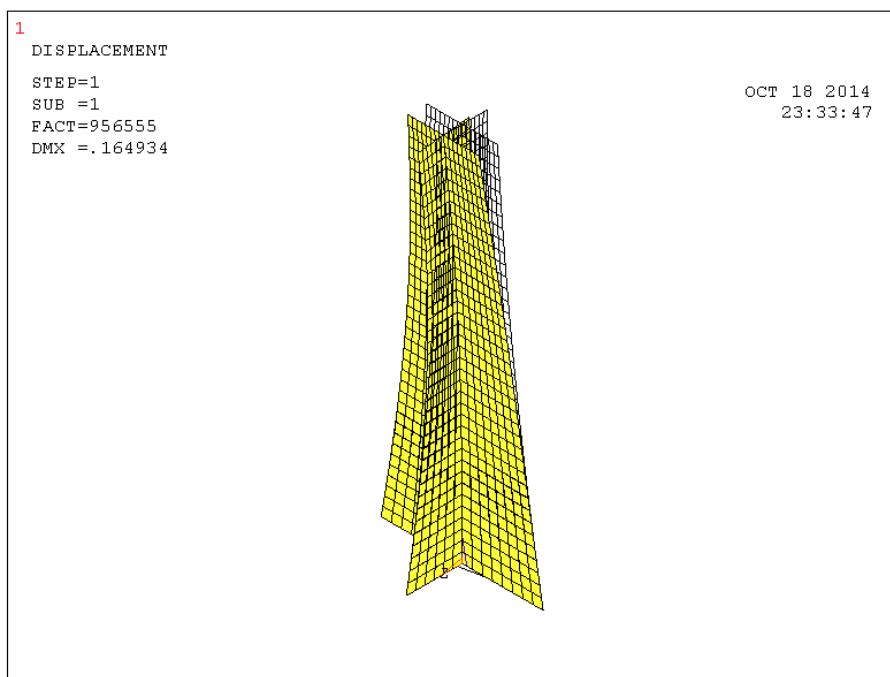


Figura 2 – Primeiro modo de instabilidade elástica por flexão

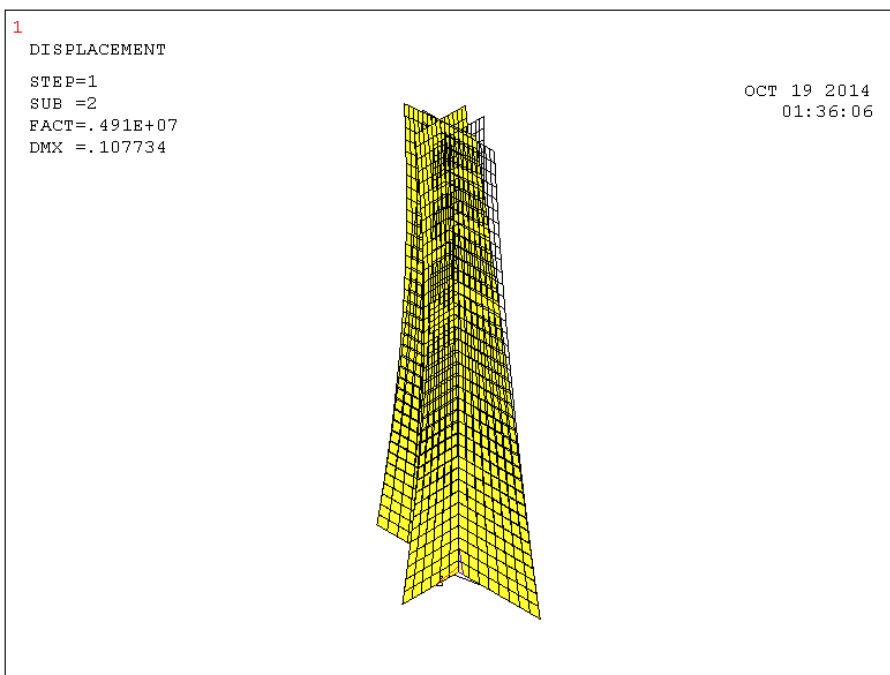


Figura 3 – Segundo modo de instabilidade elástica por flexão

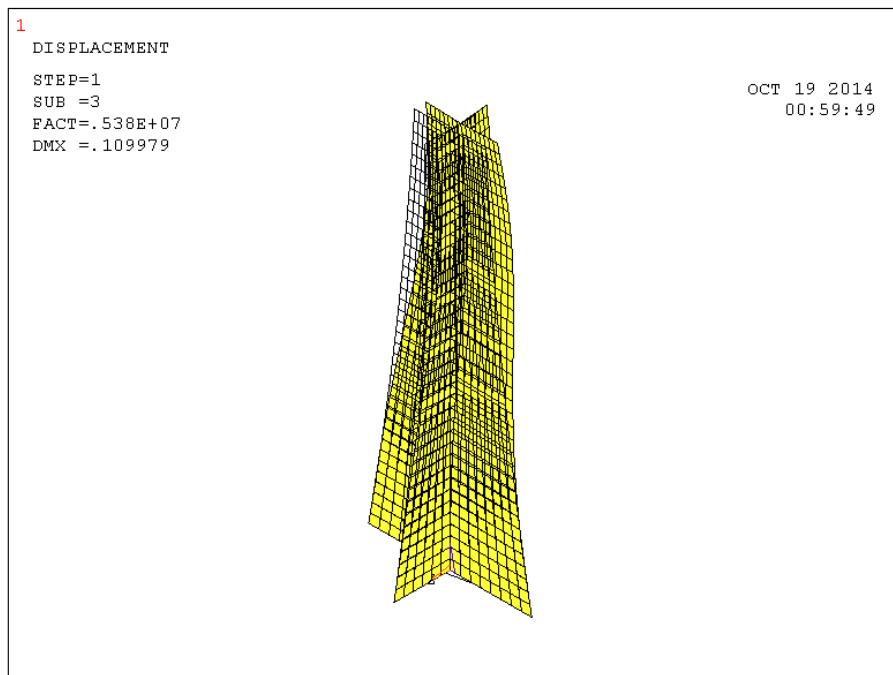


Figura 4 – Modo de instabilidade elástica por torção

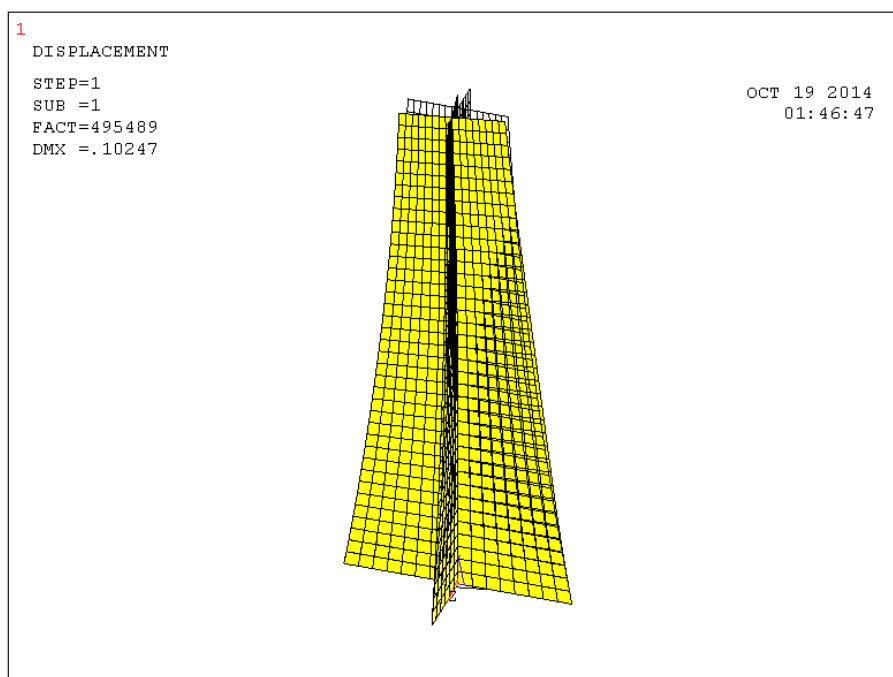


Figura 5 – Modo de instabilidade elástica por flexão-torção

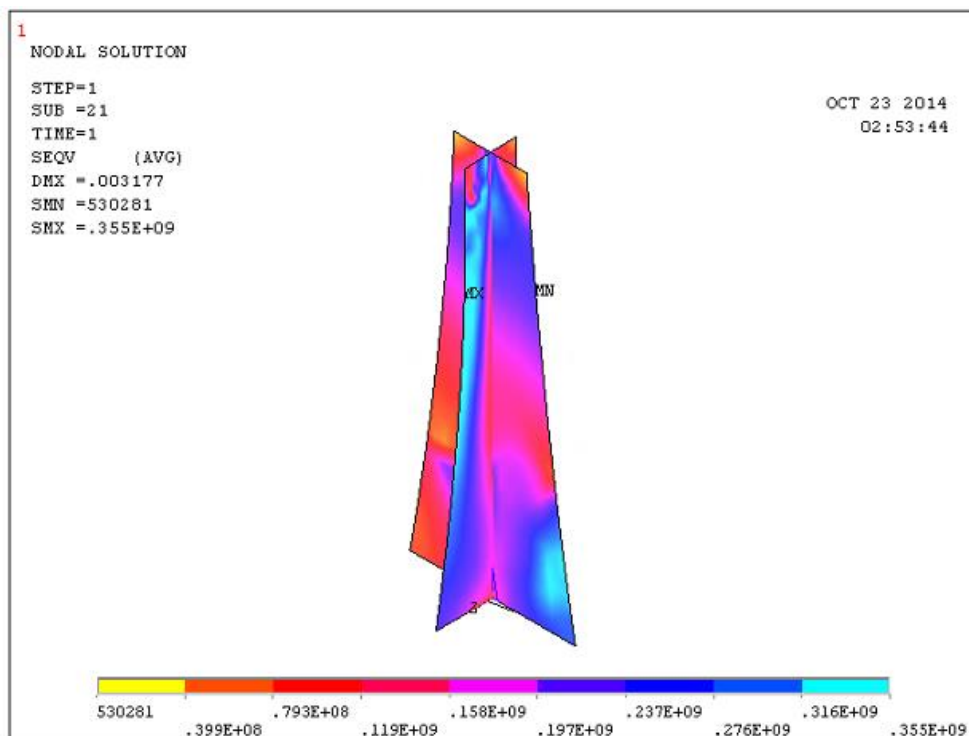


Figura 6 – Distribuição de tensões – Instabilidade não linear elástica por flexão

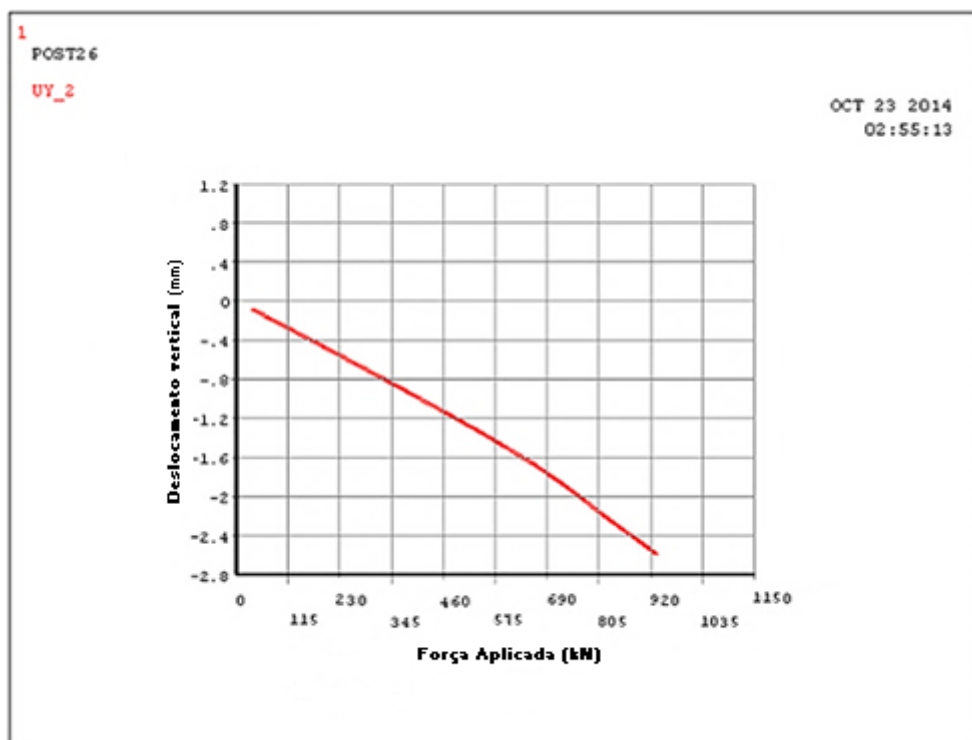


Figura 7 – Deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga axial para cada incremento de carga até que se atinja a instabilidade não linear elástica por flexão

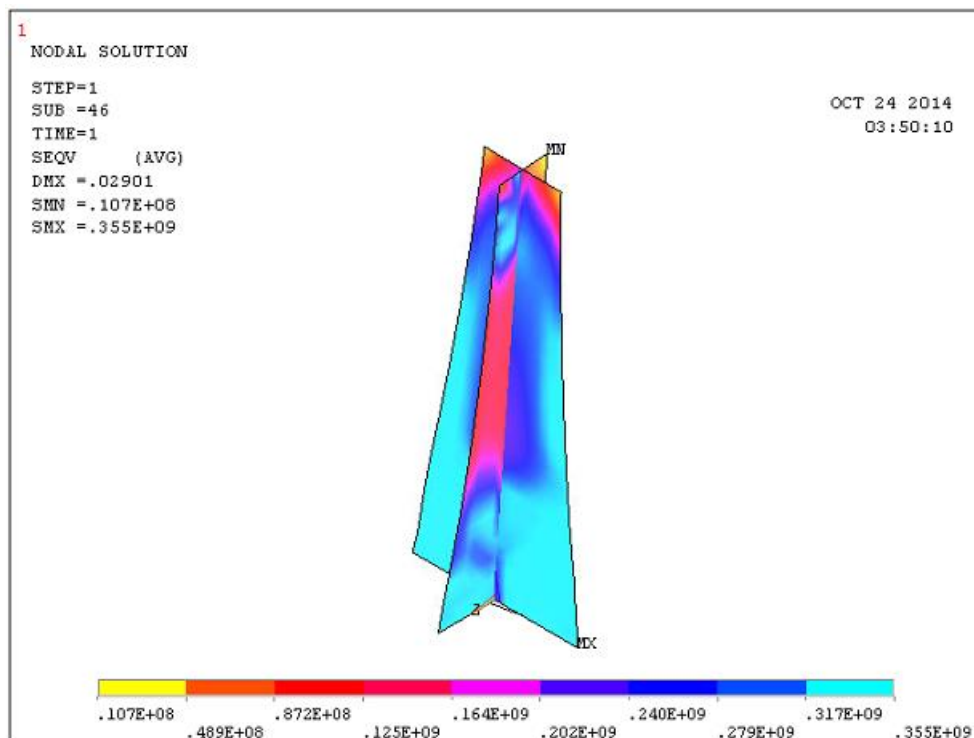


Figura 8 – Distribuição de tensões – Instabilidade não linear elástica por flexão-torção

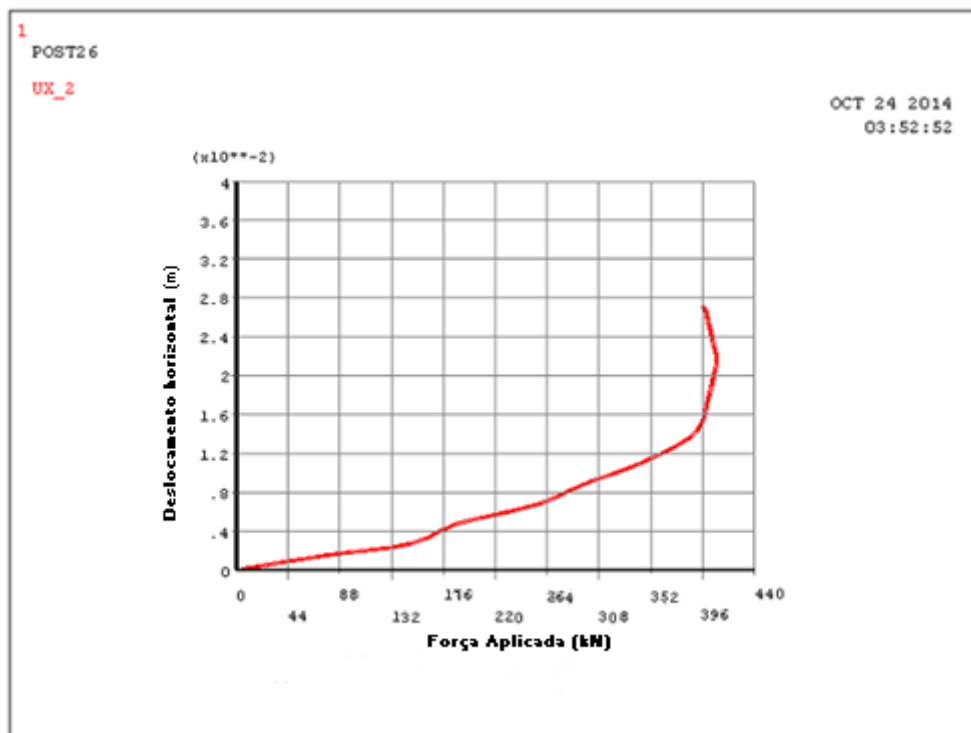


Figura 9 – Deslocamento horizontal no ponto de aplicação da carga horizontal para cada um incremento de carga até que se atinja a instabilidade não linear elástica por flexão-torção

Apêndice 11 - Avaliação do comportamento da ligação soldada

Descrição do modelo computacional

Para a caracterização do comportamento da ligação (entenda-se o estudo da rigidez, da resistência e da ductilidade) referente à chapa longitudinal soldada num perfil CHS (as dimensões dos elementos estão indicadas no DESENHO Nº53 do Anexo 1) recorreu-se ao programa SAP2000 do qual se utilizou apenas o elemento básico do tipo casca fina (elemento com três a quatro nós, possuindo cada nó seis graus de liberdade, a saber: translação nas direcções x, y e z; rotações em torno de x, y e z) para concretizar a modelação da chapa longitudinal do tubo circular fechado e do cordão de soldadura (não se adoptou o elemento do tipo casca espessa porque a teoria de cascas finas é apropriada quando a espessura do elemento é menor que $1/15$ a $1/30$ do comprimento característico da superfície em casca, podendo este comprimento ser considerado como a distância entre apoios do elemento estrutural) (Collaborative Solutions, Inc., 2000; CSI, 2009).

A decisão de se utilizar este elemento em detrimento do elemento básico do tipo sólido justifica-se pelo facto de, a partir de relações $R/t > 25$ (onde R é o raio de curvatura da superfície e t é a espessura do elemento) praticamente não há melhorias na precisão dos resultados, podendo as tensões através da espessura do elemento ser desprezáveis; por outro lado, a utilização de elementos sólidos implicaria maior esforço computacional devido ao maior número de equações para resolver em virtude do maior número de graus de liberdade (Sadowski & Rotter, 2008; Collaborative Solutions, Inc., 2000).

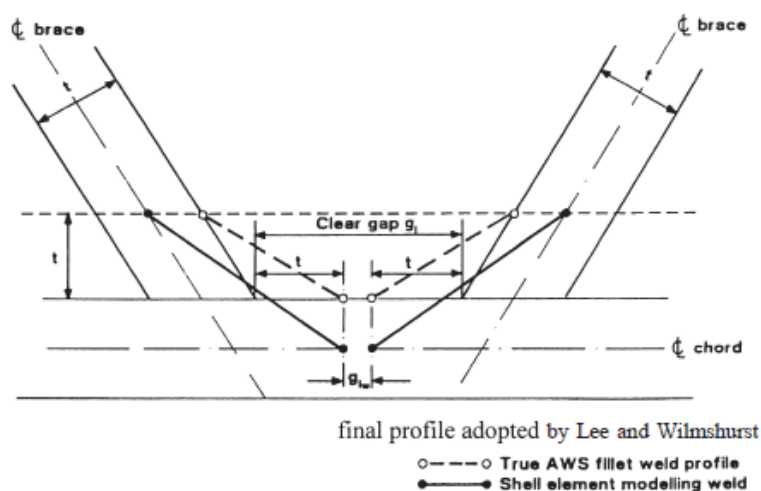


Figura 1 – Modelação do cordão de soldadura através de elemento básico do tipo casca (Lee, 1999)

O cordão de soldadura foi considerado na modelação (ver Figura 1) porque a sua consideração influencia significativamente nos resultados. Acrescente-se que foi deixada uma folga de 1 mm entre o elemento CHS e a chapa ligada para assegurar que a transferência do esforço é apenas efectuada através do cordão de soldadura, conforme as práticas recomendadas na execução de estruturas metálicas (Voth & Packer, 2008).

Na concepção e refinamento da malha, procurou adoptar-se formas geométricas regulares (triângulos e rectângulos), relações entre 1 e 4 para as maior e menor dimensões (melhores resultados para relações iguais à unidade), e ângulos internos entre 45° e 135° (os elementos quadrangulares apresentam melhores resultados para ângulos de 90°), dado serem estas as opções que geralmente levam a uma melhor precisão de resultados. Importa ainda referir que se deu preferência ao uso de elementos quadrangulares e rectangulares ao invés de elementos triangulares (não recomendados em zonas com bruscas transição de tensões); estes últimos apenas serviram para delinear a geometria do elemento estrutural (CSI, 2009). Houve também a

preocupação de que o modelo desenvolvido possuísse uma malha com maior densidade de elementos em torno das áreas associadas a maiores deformações para descrever melhor o comportamento da ligação (elementos com dimensão não superior a 2,5 mm).

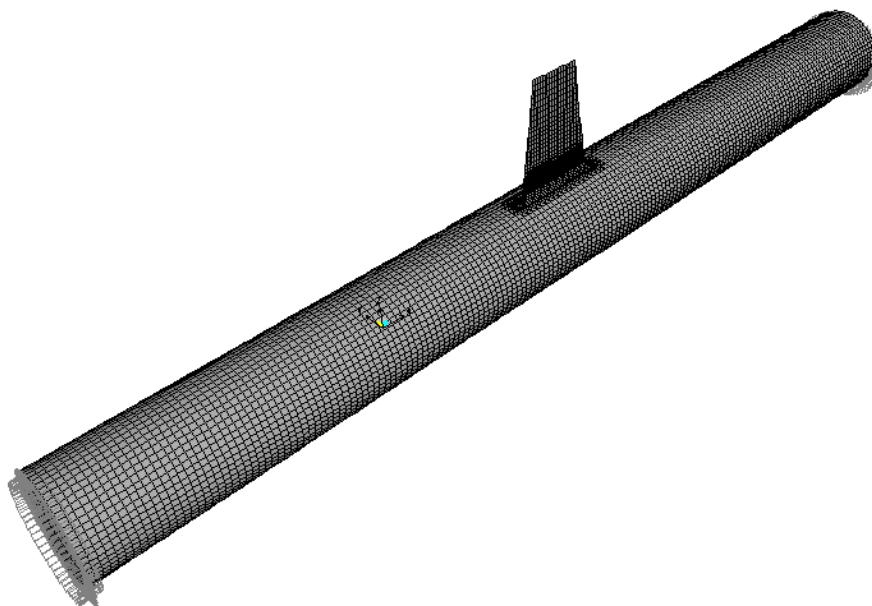


Figura 2 – Modelo de Elementos Finitos utilizado para a caracterização do comportamento da ligação

O modelo de elementos finitos concebido foi utilizado numa análise não linear geométrica e material, com o carregamento aplicado de forma gradual (passos de carga) até se atingir o colapso da ligação. Utilizou-se também o método iterativo de Newton-Raphson com critério de convergência pré-definido pelo programa (neste processo a matriz de rigidez é actualizada em cada iteração). Saliente-se que para estudar o comportamento da ligação soldada (“encastramento” que impede o movimento da cruciforme) é aplicado um carregamento na extremidade livre da cruciforme que origina flexão na extremidade de apoio (elemento estrutural que trabalha em consola).

Para descrever o aço (material isotrópico) dos perfis adoptou-se um modelo constitutivo bilinear (os parâmetros da fase elástica estão indicados na Tabela 2.2), conforme prescreve o Eurocódigo 3, Parte 1-1, para representar o comportamento elástico-plástico com endurecimento do material; quanto às classes de resistência adoptadas existem diferenças entre componentes estruturais, conforme indicado na Tabela 2.3. Não obstante, assumiu-se que o material do cordão da soldadura tem um comportamento elástico-plástico perfeito, isto é, ao atingir-se a cedência a deformação aumenta sem limite, mantendo o nível de tensão; quanto à resistência do cordão de soldadura adoptou-se a expressão preconizada no Eurocódigo 3, Parte 1-8.

No que se refere às condições de fronteira, para evitar a existência de uma matriz de rigidez singular, admitiu-se que as duas extremidades livres do perfil tubular CHS estão encastradas (noutras palavras, em todos os nós localizados nas extremidades foram restringidas as translações e as rotações em qualquer uma das três direcções ortogonais). Saliente-se que foi levado em atenção que a adopção de extremidades encastradas origina uma ligação mais rígida, pelo que as ligações modeladas num vão curto podem não manifestar um comportamento correcto; como forma de reduzir a influência das condições de fronteira sobre a ligação seguiu-se a recomendação proposta por (Van der Vegte & Makino, 2007), a qual refere que deve existir um comprimento mínimo entre apoios igual a $10d_0$ (em alternativa, podia-se adoptar um comprimento igual a $5d_0$ para cada lado da ligação, a partir de cada extremidade da ligação).

Diferenças entre as directrizes de dimensionamento do Eurocódigo 3 e os resultados do estudo numérico

Em primeiro lugar, importa referir que apesar das opções do programa SAP2000 permitirem uma análise não linear geométrica e material, no presente trabalho – utilização de elementos do tipo casca – praticamente não se notaram diferenças nos resultados (deslocamentos e tensões) entre a análise não linear e a análise linear.

Em segundo lugar, apesar dos cuidados tidos na concepção do modelo computacional (refinamento da malha de elementos junto da zona da ligação) persistiram erros de precisão (em particular para cargas próximas da resistência limite da ligação), nomeadamente, nos locais de mudança da soldadura para as paredes do tubo junto às extremidades da chapa longitudinal (a transição de tensões não é suave porque há muita informação reunida nos “pontos extremos” representativos da chapa longitudinal). Esta situação podia ter-se evitado com o elemento básico do tipo sólido, porque este realizaria a modelação da superfície; refira-se que os elementos próximos dos locais problemáticos têm imprecisões nas tensões (usualmente referidas por “picos” de tensões) que podem assumir valores desproporcionados. Como forma de contornar o problema, decidiu-se utilizar a tensão média dos nós dos elementos envolventes à zona de concentração de tensões, ao invés da tensão máxima do elemento mais crítico; ver Figura 5 a Figura 9.

Para avaliar se as tensões desenvolvidas nas paredes do perfil CHS são aceitáveis, efectuou-se uma comparação entre os resultados obtidos pelo modelo de elementos finitos e outros autores que fornecem métodos de cálculo para esforços e tensões nas direcções radial e circunferencial (e também deslocamentos e rotações), ver Tabela 1.

Tabela 1 – Diferenças entre o modelo computacional e outros métodos de cálculo para algumas grandezas

Grandezas estudadas	Modelo de elementos finitos	Proposta de (Kempner, Sheng, & Pohle, 1957)	Proposta de (Blodgett, 1966) ajustada com (Barber, 1978)
Tensão máxima de Von Mises provocada por esforço axial de compressão	436,21 MPa (tensão média dos nós dos elementos envolventes à zona de concentração de tensões)	431,36 MPa	440,7 MPa (tensão radial máxima)
Deslocamento vertical máximo provocado por esforço axial de compressão	1,22 mm	1,11 mm	–
Tensão radial máxima provocada pelo momento flector	425,79 MPa (tensão média dos nós dos elementos envolventes à zona de concentração de tensões)	407,02 MPa	636,75 MPa
Tensão circunferencial máxima provocada pelo momento flector	432,58 MPa (tensão média dos nós dos elementos envolventes à zona de concentração de tensões)	626,98 MPa	–

Assumindo que a modelação da ligação fornece resultados satisfatórios, determinaram-se as diferenças entre as resistências (esforço axial e momento flector) resultantes das expressões analíticas do Eurocódigo 3 e do modelo computacional utilizado (ver Tabela 2).

Tabela 2 – Resistência da ligação baseada no Eurocódigo 3 e no Método de Elementos Finitos

Esforço axial resistente programa SAP2000 (Iniciação de rasgos no local de concentração de tensões)	Momento resistente programa SAP2000 (Iniciação de rasgos no local de concentração de tensões)	Momento resistente ¹ Eurocódigo 3 (rotura pela face da corda)	Esforço axial resistente ¹ Eurocódigo 3 (rotura pela face da corda)
53,376 kN (ligação em compressão) 57 kN (ligação em tracção)	4,085 kNm (resistência à flexão no plano)	10 kNm (resistência à flexão no plano)	66,72 kN (ligação em compressão ou tracção)
¹ Existem fronteiras (inferior e superior) prescritas pelo factor de redução da resistência (paredes do tubo), k_p , que contempla a presença de tensões de compressão no elemento tubular com referência ao local da ligação, mas sem levar em conta a contribuição de outros elementos convergentes à ligação; como não existem ações impostas no perfil CHS, utilizou-se a fronteira superior.			

Na Figura 3 é mostrada uma comparação entre as directrizes de dimensionamento do Eurocódigo 3 e os estudos experimentais e numéricos de vários autores, nomeadamente, a resistência à tracção ou compressão (normalizada em relação valores regulamentares) de ligações envolvendo chapas longitudinais soldadas a elementos CHS (Voth & Packer, 2012). Daí, é fácil entender que está pouco estudado o comportamento de ligações com $\eta = h_1/d_0 \leq 1,0$ (η é a relação entre o comprimento da chapa e o diâmetro do tubo CHS), ou seja, fora ou no limite do domínio de validade do Eurocódigo 3. Não obstante, nalguns casos, a resistência real da ligação é significativamente maior que a resistência estabelecida pelo Eurocódigo 3.

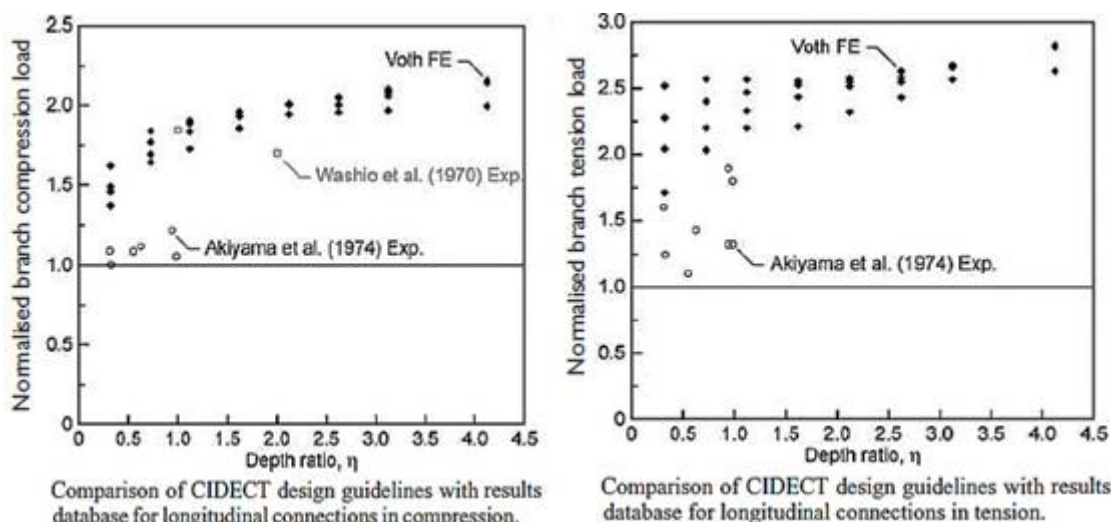


Figura 3 – Comparação entre as directrizes de dimensionamento do Eurocódigo 3 e os resultados de diferentes autores: ligações longitudinais em compressão (à esquerda), ligações longitudinais em tracção (à direita); extraído de (Voth & Packer, 2012)

As expressões regulamentares também não contemplam a possibilidade do elemento diminuir de largura à medida que o elemento se afasta do tubo CHS (Blodgett, 1966); para chapas longas ($\eta \geq 4$) tem-se uma distribuição de tensões mais regular ao entalhar as extremidades da chapa longitudinal; contudo este efeito torna-se menor à medida que o comprimento da chapa diminui, existindo mesmo a possibilidade de não se haver qualquer diferença para chapas curtas ($\eta \leq 1,0$) devido à crescente rigidez da ligação com a diminuição da dimensão da chapa.

Outra questão incide no cálculo da resistência à flexão da ligação, nomeadamente no valor a adoptar para o braço do binário de forças (o Eurocódigo estabelece que se utilize h_1 , ou seja,

uma distância entre forças igual à largura do elemento). Porém, como a largura da chapa é variável, o uso da sua largura máxima pode não ser coerente e estar mesmo contra a segurança.

Por fim, refira-se que a ligação em estudo não satisfaz o pressuposto do Eurocódigo 3 relativamente à classe de aço da chapa ser inferior à classe de aço do tubo CHS.

Tendo em conta o exposto acima, não é possível garantir que o modelo de elementos finitos concebido para simular a ligação possua a precisão necessária; porém, note-se que a resistência da ligação quando comprimida é inferior à resistência oferecida quando a ligação está traccionada, como se pode observar também nos gráficos da Figura 3.

Rigidez da ligação “triangulada” formada pela chapa longitudinal e pelo tubo CHS

Em primeiro lugar, refira-se que o Eurocódigo 3 estabelece que a definição de uma relação momento-rotação de uma ligação só é rigorosa se existirem ensaios experimentais que a comprovem. Ainda assim, como o objectivo do presente estudo é apenas ter uma noção do comportamento real da ligação, efectuou-se uma leitura dos deslocamentos verticais nas extremidades da chapa devidos à aplicação de momentos flectores com diferentes intensidades (método de cálculo incremental); posteriormente traçou-se o gráfico momento-rotação indicado na Figura 4.

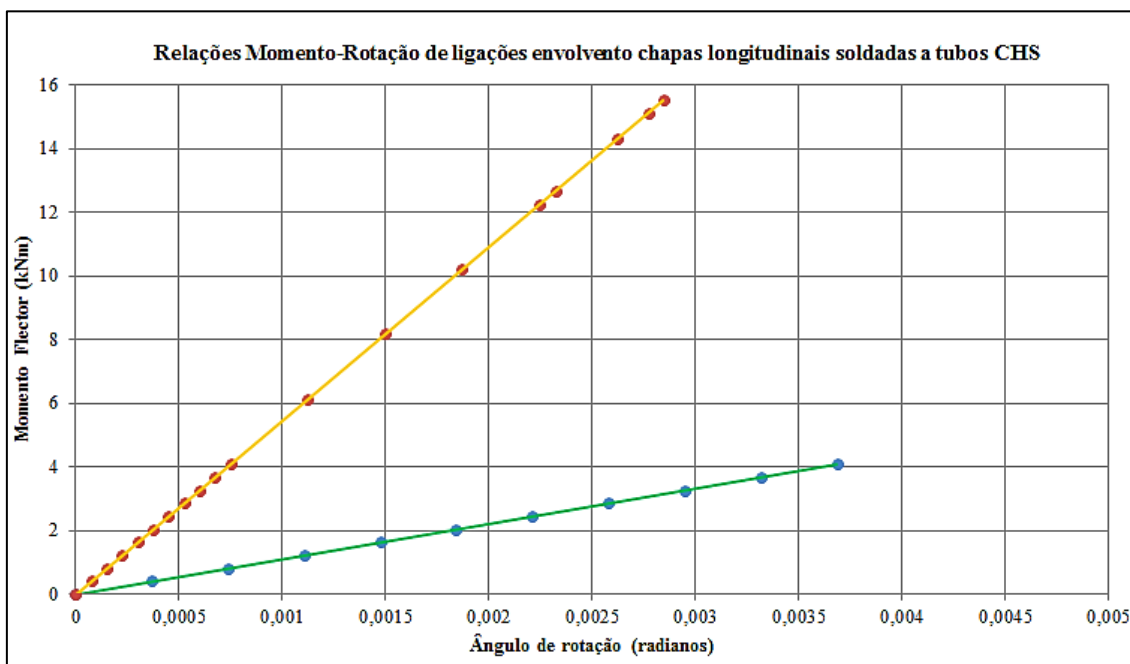


Figura 4 – Relações momento-rotação “estimadas” para as ligações reforçada e não reforçada

Tendo em consideração as relações momento-rotação obtidas pelo método de elementos finitos, é possível admitir-se que a rigidez rotacional de uma ligação reforçada é superior em cerca de cinco vezes à sua homóloga não reforçada e que a resistência da ligação reforçada é superior em cerca de quatro vezes à ligação não reforçada; a rigidez rotacional e a resistência de uma ligação soldada com uma chapa atravessando o tubo CHS são $S_j \approx 5500$ kNm/rad e $M_j \approx 15,5$ kNm, enquanto que a rigidez rotacional e a resistência da ligação mais simples são $S_j \approx 1100$ kNm/rad e $M_j \approx 4$ kNm.

Não obstante, importa referir que em qualquer das ligações a relação momento-rotação é aproximada por uma relação linear porque a aplicação de cargas superiores à “carga limite” indicada nos gráficos da Figura 4 caracteriza-se pela iniciação de rasgos no local de elevada concentração de tensões (ligação frágil com comportamento linear até à rotura).

Como no Eurocódigo 3 é necessário ter-se em conta na análise estrutural os efeitos de comportamento das juntas (cada junta deveria ser modelada como uma mola rotacional), ir-se-á verificar se a junta satisfaz as condições necessárias para se justificar uma análise baseada na continuidade total.

Pelo critério de classificação da rigidez presente no Eurocódigo 3, uma ligação rígida deverá respeitar:

$$S_j \geq k_b \times \frac{EI_b}{L_b}$$

Com base nas características geométricas e mecânicas da chapa longitudinal, a saber:

$$I_z = 409,6 \text{ cm}^4 ; E = 210 \text{ GPa} ; L_b = 375 \text{ mm}$$

Enfim, para se resolver a essa inequação significa proporcionar valores de k_b que satisfaçam a condição seguinte:

$$k_b \leq 2,5$$

Porém, o Eurocódigo 3 recomenda que só se utilize um coeficiente $k_b \leq 8,0$ quando o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%.

Por ultimo, o vidro estrutural não permite deslocamentos pontuais mas permite deslocamentos de corpo rígido, noutras palavras, para que exista um deslocamento num pendural de treliça Vierendeel toda a estrutura que suporta o vidro tem que se deslocar, por conseguinte, a estabilidade da cruciforme depende dos critérios adoptados no dimensionamento do vidro estrutural (refira-se que em (Abecasis & Cima Gomes, 2012) é indicado que o vidro está dimensionado para ter um comportamento de diafragma). Acrescente-se ainda que na direcção em estudo estão dispostos varões que comparticipam para a estabilidade da cruciforme, mas crê-se que não suscitarão grandes melhorias na estabilidade.

Resultados do modelo numérico

- Ligação reforçada

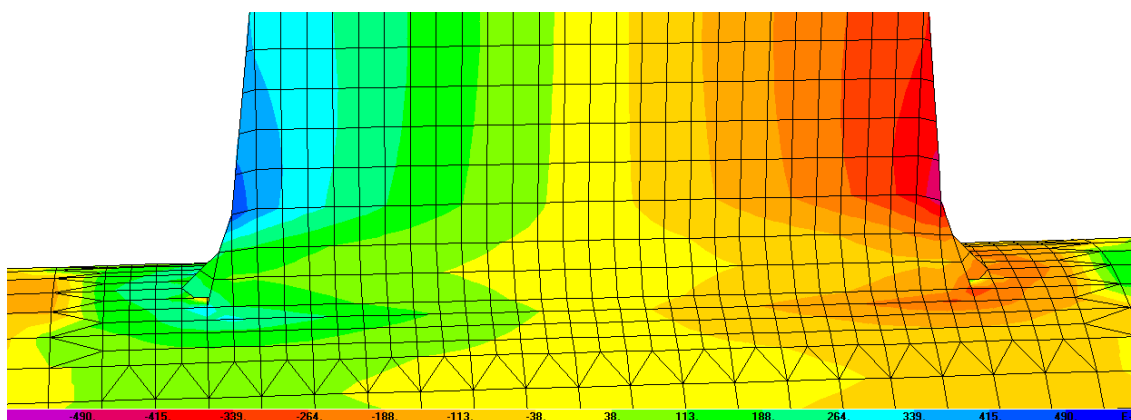


Figura 5 - Tensões circunferenciais na ligação reforçada devido à acção do momento flector limite (usando a opção de suavizar os resultados do programa SAP2000)

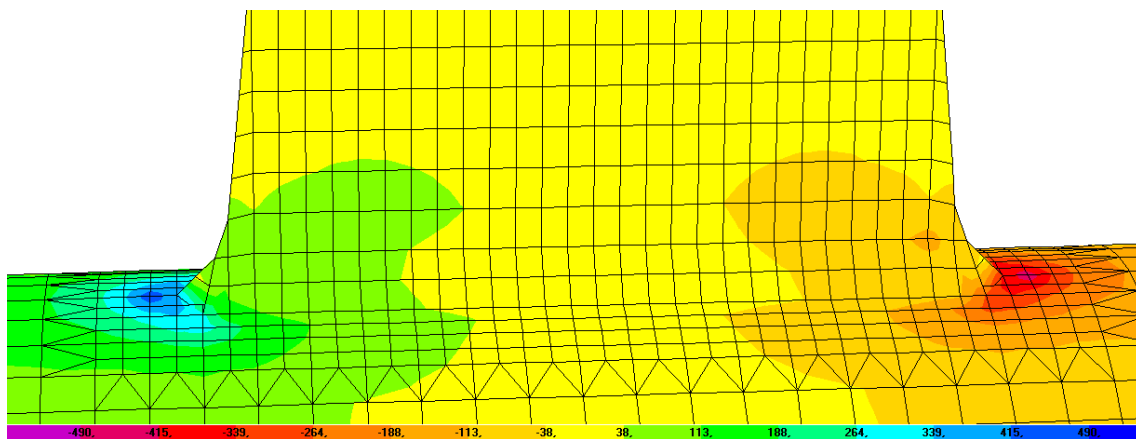


Figura 6 - Tensões radiais na ligação reforçada devidas à acção do momento flector limite (usando a opção de suavizar os resultados do programa SAP2000)

- Ligação não reforçada

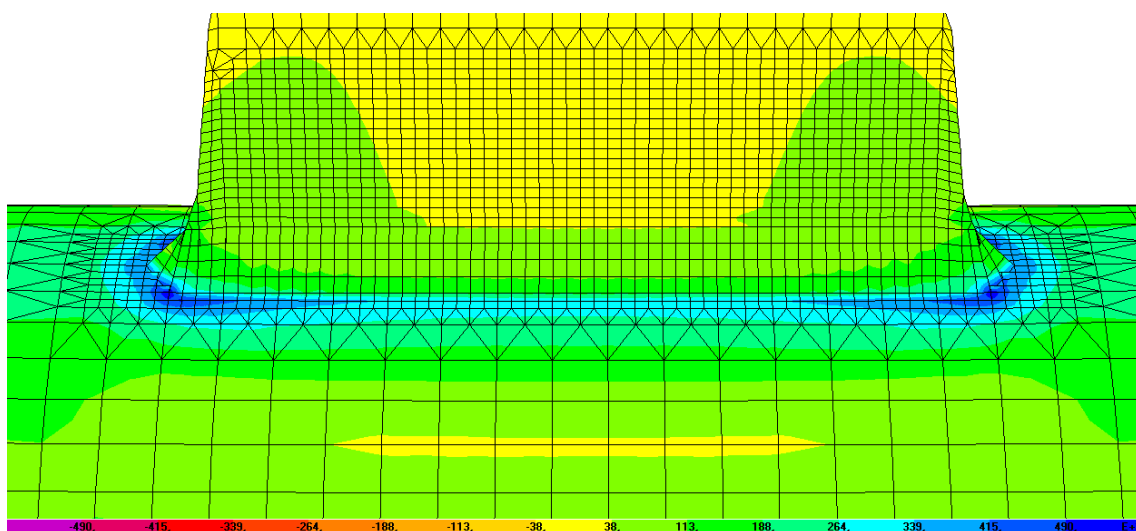


Figura 7 – Tensões de Von Mises na ligação não reforçada devidas à acção da força de compressão limite (usando a opção de suavizar os resultados do programa SAP2000)

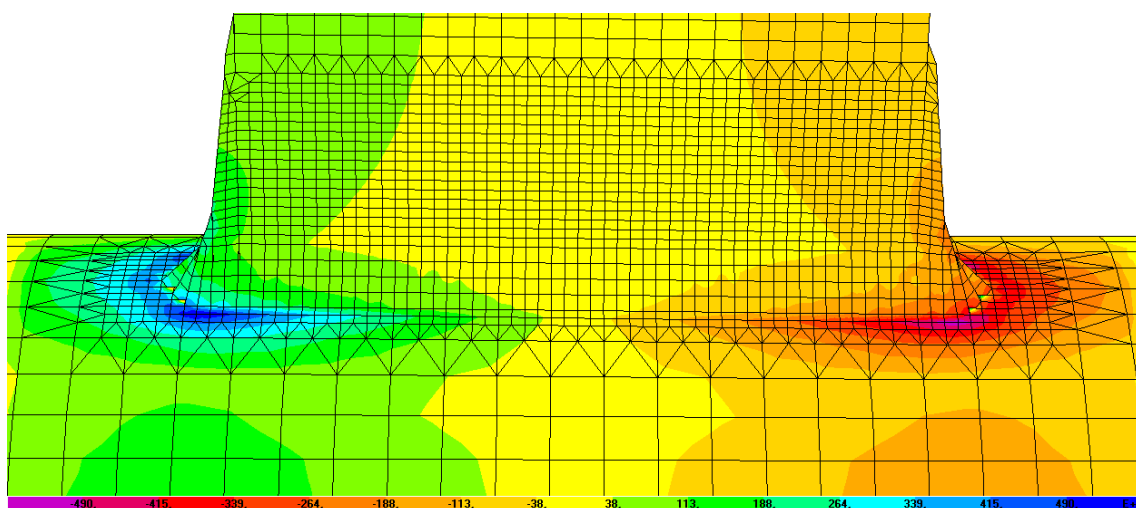


Figura 8 - Tensões circunferenciais na ligação não reforçada devidas à acção do momento flector limite (usando a opção de suavizar os resultados do programa SAP2000)

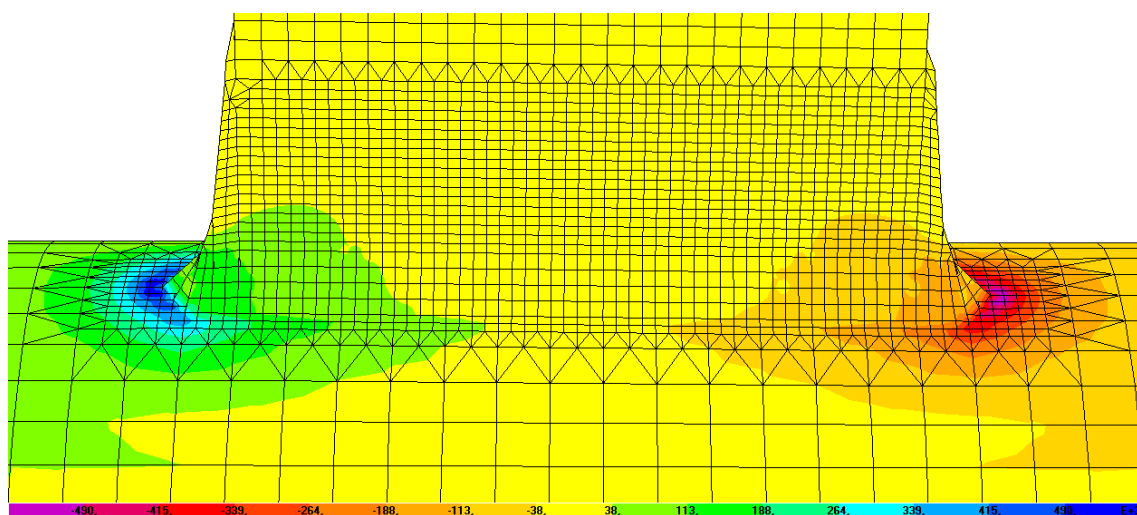


Figura 9 - Tensões radiais na ligação não reforçada devidas à acção do momento flector limite
(usando a opção de suavizar os resultados do programa SAP2000)

Apêndice 12 - Avaliação da rigidez rotacional proporcionada a um pendural genérico pelo Método dos deslocamentos

Deformabilidade rotacional isolada no plano da estrutura

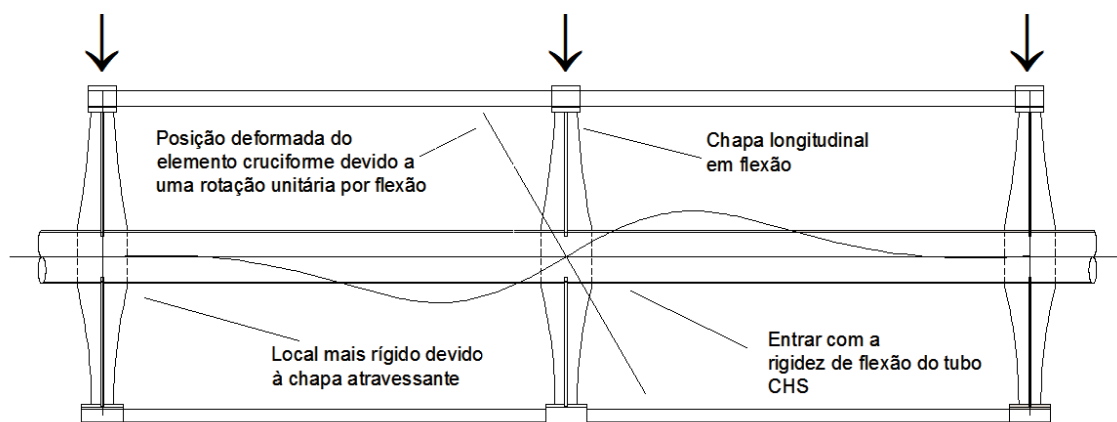


Figura 1 – Configuração deformada da treliça Vierendeel devido a uma rotação no plano da estrutura

Pretende-se determinar, no plano da estrutura, a rigidez rotacional proporcionada a um pendural genérico da treliça Vierendeel, em consequência de este estar soldado a um tubo CHS sem interrupções reforçado localmente através de uma chapa longitudinal contínua que une as paredes diametralmente opostas (ver Figura 1).

Admitindo que a peça possui comportamento à flexão que pode ser descrito pela teoria de vigas de Navier (desprezam-se as deformações devido ao esforço transversal), ao adoptar-se a formulação simplificada dos elementos prismáticos (momento de inércia da secção transversal constante ao longo do comprimento) e a hipótese de pequenos deslocamentos, o comportamento da peça pode ser traduzido pela equação diferencial seguinte:

$$\frac{\partial^4 v(x)}{\partial^4 x} = \frac{q(x)}{EI}$$

Por outro lado, como não existe carregamento transversal, o deslocamento transversal tem uma variação cúbica ao longo da barra:

$$v(x) = c_3 x^3 + c_2 x^2 + c_1 x + c_0$$

Onde, c_0, c_1, c_2 e c_3 são os coeficientes do polinómio, que podem ser determinados por condições de extremidade do deslocamento transversal e da rotação. A função de forma associada ao deslocamento transversal devido a uma rotação unitária na extremidade esquerda é definida considerando as condições de contorno $v(0) = 0, v(L) = 0, \frac{\partial v(0)}{\partial x} = 1$ e $\frac{\partial v(L)}{\partial x} = 0$. Daí, resulta a seguinte função (ver Figura 2):

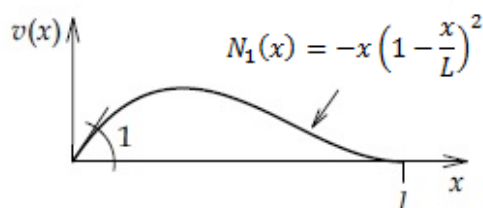


Figura 2 – Função de forma transversal de flexão de uma barra isolada (Martha, 2009)

O coeficiente de rigidez associado ao comportamento de flexão da barra é obtido utilizando o princípio dos deslocamentos virtuais (o qual se baseia no princípio da conservação da energia e

estabelece que o trabalho realizado pelas tensões internas na deformação vertical do corpo é igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores nos deslocamentos virtuais dos seus pontos de aplicação):

$$\begin{aligned}\overline{W_E} &= \overline{U} \\ \Rightarrow k_{11} \times \theta_1 &= \sum_{i=1}^n \int_0^L E \times I(x) \times \frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \times \frac{\partial^2 \overline{v(x)}}{\partial x^2} dx \\ \Rightarrow k_{11} &= \sum_{i=1}^n \int_0^L E \times I(x) \times \frac{\partial^2 N_1(x)}{\partial x^2} \times \frac{\partial^2 N_1(x)}{\partial x^2} dx\end{aligned}$$

Onde, k_{11} é o coeficiente de rigidez local da barra prismática (considerando ligações rígidas), θ_1 é a rotação virtual unitária imposta na extremidade da barra; n é o número de barras convergentes no nó.

No que se refere à flexibilidade localizada, o seu efeito deve ser incorporado no coeficiente de rigidez como se fosse uma mola elástica (restrição elástica que bloqueia parcialmente o movimento provocado por uma solicitação externa), ou seja, como se utilizam ligações semi-rígidas, é ainda necessário modificar convenientemente a rigidez rotacional de maneira a ter em conta os efeitos da flexibilidade das ligações (Monforton & Wu, 1963; Mcguire, Gallagher, & Ziemian, 2000):

$$k_{11}^* = c_{11} \times k_{11}$$

Onde, c_{11} é um coeficiente correctivo que introduz na rigidez rotacional os efeitos da presença de ligações flexíveis, dado por:

$$c_{11} = \frac{\alpha_i \times (2 + \alpha_j)}{4 \times (3 + \alpha_j) + \alpha_i \times (4 + \alpha_j)}$$

Onde, α_i e α_j são os factores de fixação nas extremidades i e j do elemento, e definem a rigidez da ligação relativamente ao elemento conectado; na situação do elemento possuir extremidades iguais, vem:

$$\alpha_i = \alpha_j = \frac{k_{\text{ligação}}}{k_{\text{elemento}}} = \frac{S_j}{\frac{E \times I_b}{L_b}}$$

Onde, $k_{\text{ligação}}$ é a rigidez da mola angular (a sua avaliação é feita no Apêndice 11); k_{elemento} é o rácio da rigidez de flexão do elemento ligado.

Com base nas características geométricas e mecânicas do tubo CHS, a saber:

$$I = 1053 \text{ cm}^3 ; E = 210 \text{ GPa} ; L = 1,467 \text{ m}$$

O coeficiente de rigidez à flexão é igual a:

$$k_{11}^* = c_{11} \times 2 \times \int_0^L EI \times \frac{\partial^2 N_1(x)}{\partial x^2} \times \frac{\partial^2 N_1(x)}{\partial x^2} dx \Rightarrow k_{11}^* \approx 4226,1 \text{ kNm/rad}$$

Em que $c_{11} = 0,35$ é avaliado a partir das características geométricas e mecânicas da chapa longitudinal, $\frac{E \times I_b}{L_b} = 2293,8 \text{ kNm/rad}$, e da rigidez da ligação, $S_j \approx 5500 \text{ kNm/rad}$.

Deformabilidade rotacional isolada fora do plano da estrutura

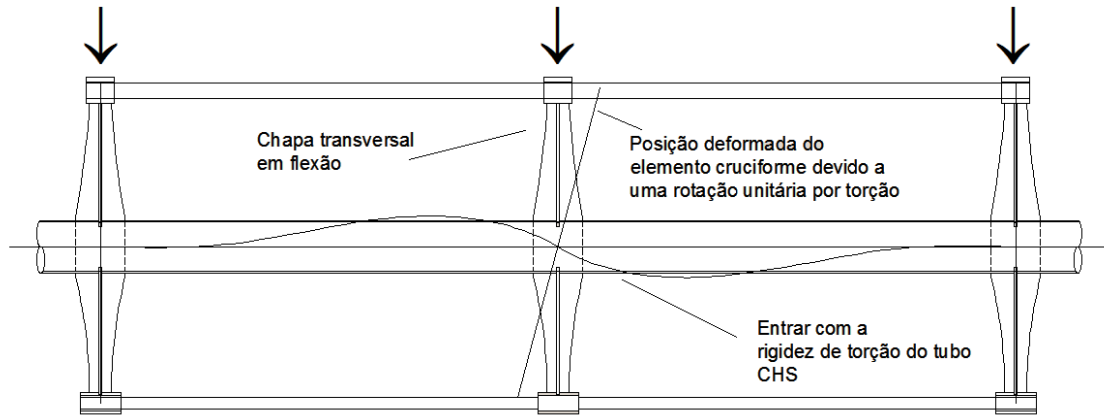


Figura 3 – Configuração deformada da treliça Vierendeel devido a uma rotação fora do plano da estrutura

No que se refere à determinação da rigidez rotacional fora do plano da estrutura (proporcionada a um pendural da treliça), é preciso ter em atenção que os tubos CHS estão sujeitos a deformações de torção, ver Figura 3.

Em secções fechadas de parede fina a rigidez torsional é muito superior à rigidez de empenamento, e deste modo, torna-se aceitável considerar essas secções sujeitas apenas a torção pura (o elemento está efectivamente num estado de torção uniforme); neste caso a rotação de torção relativa de duas secções a uma distância infinitesimal uma da outra pode ser calculada através da expressão:

$$\frac{\partial \varphi(x)}{\partial x} = \frac{T}{GJ}$$

Considerando uma rotação de torção unitária numa extremidade de uma peça bi-encastada, com secção transversal constante, enquanto que a rotação na outra extremidade é mantida nula, e que não existe carregamento externo, o momento torsor na peça é constante e a rotação torsional varia linearmente ao longo da peça. Portanto, uma função para representar a variação de torção será:

$$\varphi(x) = b_1 x + b_0$$

Sendo, b_0 e b_1 coeficientes de um polinómio linear que podem ser determinados com base nas condições de contorno $\varphi(0) = 1$ e $\varphi(L) = 0$. Daí resulta que a função de forma da barra associada à deformabilidade de torção é definida por (ver Figura 4):

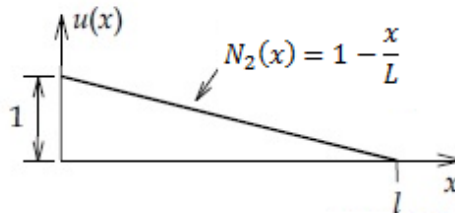


Figura 4 – Função de forma torsional de uma barra isolada (Martha, 2009)

Aplicando o princípio dos deslocamentos virtuais, somente com a parcela de energia de deformação por torção, obtém-se:

$$k_{22} = \sum_{i=1}^n \int_0^L G \times J(x) \times \frac{\partial N_2(x)}{\partial x} \times \frac{\partial N_2(x)}{\partial x} dx$$

Com base nas características geométricas e mecânicas do tubo CHS, a saber:

$$G = 81 \text{ GPa}; J = 2107 \text{ cm}^4 \text{ e } L = 1,567 \text{ m}$$

O coeficiente de rigidez à torção é igual a:

$$k_{22} = 2 \times \int_0^L GJ \times \frac{\partial N_2(x)}{\partial x} \times \frac{\partial N_2(x)}{\partial x} dx = 2326,75 \text{ kNm/rad}$$

Consequências das condições de apoio assumidas no estudo da estabilidade do elemento cruciforme em consola

No apêndice 10 foi realizado o estudo da estabilidade do elemento cruciforme em consola, considerando que a peça está encastrada no tubo CHS. Em seguida, mostram-se as diferenças obtidas nas cargas que provocam instabilidade, considerando a rigidez rotacional fornecida pelo tubo CHS a um pendural genérico.

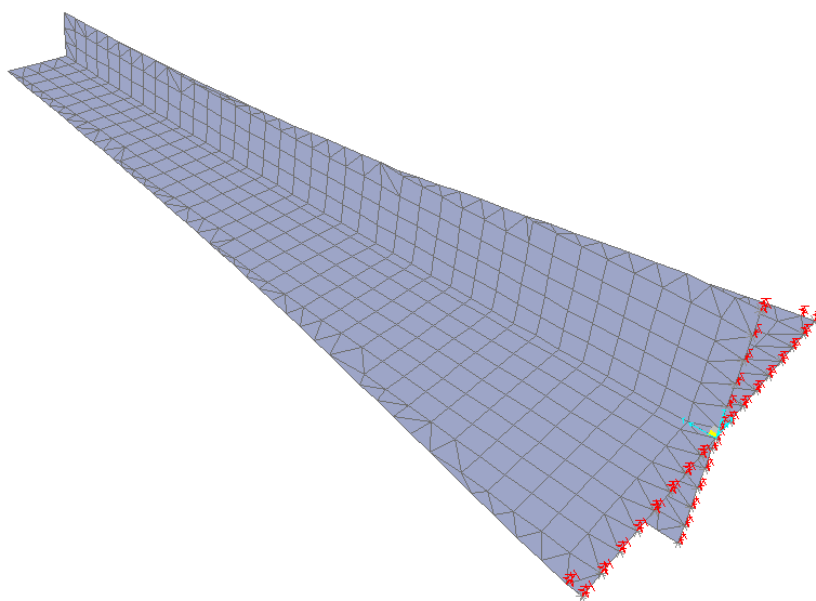


Figura 5 - Modelação do elemento cruciforme com inclusão das rigidezes rotacionais fornecidas pelo tubo CHS

Efectuando análises de estabilidade pelo método dos valores próprios, obtêm-se os resultados indicados na Tabela 1 para diferentes condições de apoio. Note-se que a mudança nas condições de apoio não produziu diferenças nos modos de instabilidade.

Tabela 1 – Cargas críticas pelo método dos valores próprios

Método dos valores próprios – SAP2000	Carga crítica axial associada ao 1º modo de instabilidade por flexão	Carga crítica axial associada ao 2º modo de instabilidade por flexão	Carga crítica axial associada ao modo de instabilidade por torção	Momento crítico associado ao modo de instabilidade por flexão-torção ¹
Encastramento perfeito	1205 kN	5425 kN	6415 kN	220 kNm
Encastramento parcial	1205 kN	5150 kN	5745 kN	195 kNm

¹ As secções cruciformes são mais propensas à encurvadura torsional e não à encurvadura lateral-torsional porque o centroíde da secção coincide com o centro de corte.

Apêndice 13 - Considerações às ligações metálicas

Como já referido, na prática assume-se que a correspondência entre o comportamento real e modelo de cálculo é mantido, e por isso, deve-se assegurar que as hipóteses admitidas em projecto para as ligações estão cumpridas em termos de resistência e rigidez. Em causa está a influência que as ligações reflectem no comportamento da estrutura, nomeadamente, nas deformações da estrutura (estados limites de utilização) e na distribuição de esforços (estados limites últimos).

Tradicionalmente admitiam-se apenas possíveis as ligações rotuladas ou com resistência total e rígidas, cujo dimensionamento seguia os critérios de distribuição de esforços e os princípios de elasticidade (hipótese de comportamento rígido das chapas e hipótese de distribuição elástica de esforços), e também, a utilização de coeficientes de segurança elevados. Ao comparar-se esta abordagem com o método das componentes, geralmente, o custo de fabrico é mais elevado, entre outros aspectos, particularmente, a necessidade de utilizarem-se contraventamentos para garantir a estabilidade da estrutura às acções horizontais (desnecessário sobredimensionamento dos elementos estruturais).

Para análise e dimensionamento das ligações metálicas recorrendo ao método das componentes (utilizado pelo Eurocódigo 3 na Parte 1-8), o comportamento das ligações metálicas (enquanto resultado da interacção entre as diversas componentes básicas, representadas por um conjunto de molas que se associam para derivar uma mola equivalente) caracteriza-se sempre através de curvas momento-rotação não lineares (ou sem perda de rigor significativa, por curvas bilineares ou trilinear), e destas é possível avaliar o funcionamento de uma ligação (resistência, rigidez e ductilidade) a partir das propriedades fundamentais de comportamento (momento resistente, rigidez inicial e capacidade de rotação).

No contexto da categoria das ligações, é de realçar que as ligações aparafusadas, no projecto em estudo, poderiam ser projectadas como pertencendo à categoria D (ligações não pré-esforçadas) porque as acções habituais do vento podem ser classificadas como predominantemente estáticas – comportamento estático monotónico –, isto é, exclui-se o aspecto do comportamento cíclico e dinâmico das ligações devido à acção do vento (as variações do esforço de tracção não são consideradas significativas). Não obstante, a Parte 1.8 do Eurocódigo 3 não impede que se adopte nos modelos das ligações uma distribuição plástica de esforços para acções do vento.

A verificação da fadiga (nas ligações e elementos) é também dispensável porque a estrutura não é sujeita a vibrações significativas devidas à acção do vento, isto é, as flutuações de tensões provocadas pelo vento não são significativas para haver iniciação e propagação de fendas.

De acordo com o Eurocódigo 3 nos contraventamento para o vento e/ou nos contraventamentos de estabilidade podem-se empregar normalmente ligações aparafusadas correntes (categoria A).

É portanto fácil entender que a aplicação de pré-esforço nos parafusos não é explicitamente utilizada para criar resistência ao escorregamento, mas sim por razões de execução, segurança ou como medida de qualidade (por exemplo, para a durabilidade).

Não obstante, crê-se que o motivo para a equipa de projecto utilizar ligações pré-esforçadas esteja relacionada com a sensibilidade do vidro às deformações, porque é recomendável utilizarem-se ligações aparafusadas pré-esforçadas ou soldadas sempre que nos estado limites de utilização se pretenda reduzir a deformação da estrutura (o que é vantajoso quando se emprega o vidro como revestimento), (Reis A. , 2001).

Apêndice 14 – Considerações às ligações viga-viga articuladas

As ligações articuladas são caracterizadas por transmitirem apenas esforço transversal e terem uma resistência à rotação desprezável, e portanto não deverão transferir momentos significativos nos estados limites últimos. Na prática, existe alguma restrição rotacional oferecida pela ligação à medida que a viga flexa e ocupa as folgas usuais, porém, por hipótese (acontecimento verdadeiro ao adoptarem-se disposições construtivas adequadas), a rotação permitida é suficiente para não prejudicar a resistência da ligação ao corte e à tracção, e assim preservar a integridade estrutural.

Recorrendo ao critério de classificação da Parte 1.8 do Eurocódigo pode-se considerar uma ligação viga-viga como articulada se o seu momento de cálculo M_{Rd} não for superior em 25% o momento resistente plástico da viga $M_{pl,Rd}$, desde que tenha também uma capacidade de rotação suficiente

No projecto identificam-se os pormenores de ligação viga-viga seguintes (Cima Gomes; Biscaia, N., 2008) :

- Desenho N°52 – Corte C.C e Desenho N°53 – Corte R.R: as vigas são ligadas pela alma com o auxílio de reforços e cobre-juntas;
- Desenho N°53 – Corte Q.Q: as vigas são ligadas pela alma através de um gousset (chapa de reforço) soldado.

Em qualquer ligação entre vigas é necessário fazer entalhes nos banzos numa das vigas ou fornecer reforços/goussets entre os banzos na outra viga, isto porque deve-se assegurar um ajustamento fácil em obra. Os entalhes deverão ser arredondados e não em ângulo recto para serem menos susceptíveis de rasgar.

Importa referir que, estas ligações são simples de dimensionar porque apenas uma ligação aparafusada em obra é requerida (as soldaduras vêm da metalomecânica), e isto simplifica a concepção da estrutura em aço.

Em seguida ir-se-á efectuar uma descrição sumária destas ligações viga-viga articuladas (para transmissão apenas de esforço transversal quaisquer ligações soldadas devem-se evitar, porque a sua rigidez permite a transmissão de momentos flectores indesejáveis).

Ligação de vigas utilizando placas gousset

Na ligação com gousset reduz-se o número de operações a serem efectuadas no local e o número de peças a serem montadas (ligação económica com montagem simples), porque o gousset está previamente soldado ao elemento de suporte com furos realizados (soldadura efectuada na metalomecânica). Esta solução é bastante popular pois a folga entre a alma da viga (entalhada, ou não) e o elemento de suporte permite corrigir ou superar rapidamente problemas no aparafusamento (ajustamento fácil) (Iles, 2010; Evans & Iles, 2002; Silva & Santiago, 2003).

Todavia, por vezes existem inconvenientes no acesso ao gousset, particularmente, no suporte de vigas pouco entalhadas (ou mesmo não entalhadas) com gousset instalado numa alma de viga estreita. Para superar este problema, o gousset pode ser aumentado em comprimento livre para evitar a necessidade de entalhamento ou recorte da viga suportada.

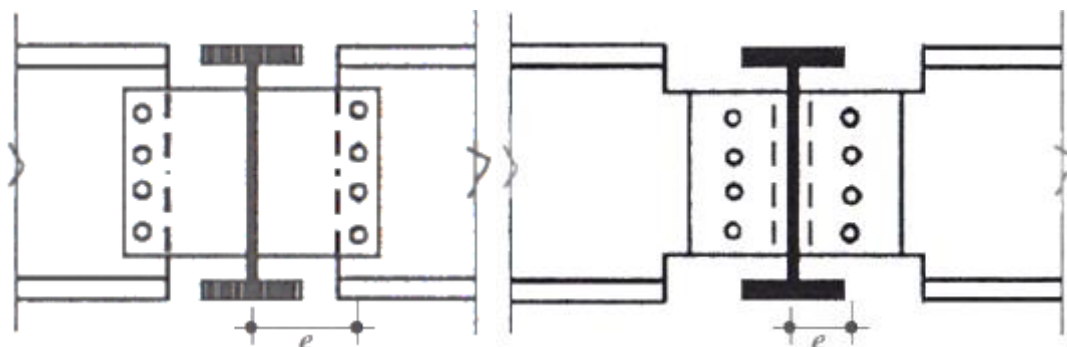


Figura 1 – Vigas ligadas pela alma por meio de chapas gousset, (Silva & Santiago, 2003)

Para efeitos de cálculo (dimensionamento dos parafusos e dos elementos de ligação), deve-se considerar o momento de excentricidade produzido pelo produto do esforço de corte com a distância entre o centro do grupo de parafusos e a alma da viga (excentricidade e da reacção de apoio em relação ao eixo dos parafusos sobre a alma da viga, ver Figura 1) (Hirt & Bez, 1994).

O projectista deve escolher entre a capacidade reduzida de uma chapa de gousset e a capacidade reduzida de uma viga cortada. Uma outra consideração é a torção induzida na viga de apoio quando a ligação é unilateral, isto é, apenas há uma chapa gousset para ligar a viga transversal que surge num dos lados (Evans & Iles, 2002).

A capacidade de flexão numa ligação com gousset é conseguida pela deformação ao corte dos parafusos, pela distorção devido ao esmagamento dos furos (disponível após a deformação devida ao deslizamento dos parafusos) e flexão fora do plano do gousset (SCI/BCSA Connections Group, 2009).

Por outro lado, quanto maior o comprimento do gousset maior a sua capacidade de rotação, mas inconvenientemente, as chapas de gousset longas têm tendência para rodar e atingir a ruína por instabilidade lateral. Nestes casos, no dimensionamento deve-se ainda realizar as verificações para evitar a encurvadura lateral torsional, isto é, encurvadura fora do plano do gousset (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

As chapas gousset podem ser classificadas como curtas ou longas como se segue:

- Curta, $t_p/a \geq 0,15$
- Longa, $t_p/a < 0,15$

Onde, a é a distância entre a primeira linha de parafusos e a face do suporte.

Ligação de vigas utilizando cobre-juntas e reforços

Na ligação de vigas utilizando cobre-juntas e reforços (soldaduras efectuadas na metalomecânica) também se cria uma excentricidade e_1 da reacção em relação à rótula (acção no plano) devendo ser levada em conta no dimensionamento da ligação. Se a ligação é unilateral, devemos também ter em conta os esforços criados pela excentricidade e_2 (acção fora do plano) tal como a flexão da placa, torção na viga, etc. Esta solução é contudo menos económica que a ligação com gousset, porque requiere o dobro do número de parafusos e as cobre-juntas têm de ser fabricadas (mais custos) (Hirt & Bez, 1994; Evans & Iles, 2002).

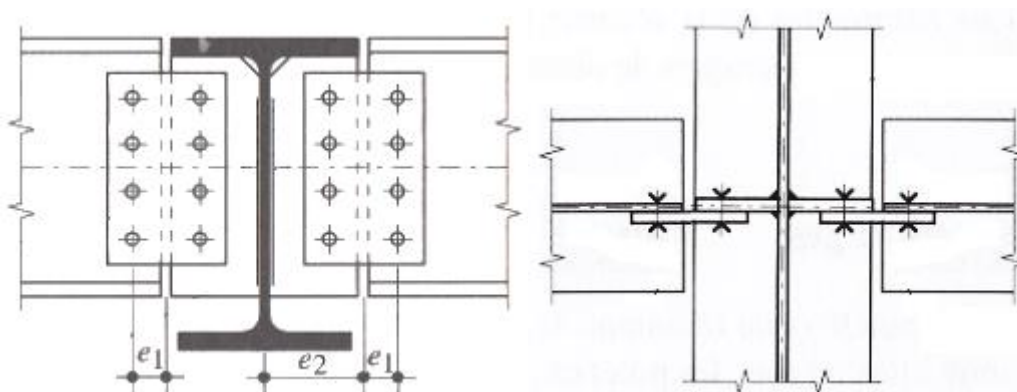


Figura 2 – Vigas ligadas pela alma com auxílio de reforços parciais e cobre-juntas (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

No entanto, a adição de cobre-juntas é por vezes útil quando se pretende reduzir o comprimento entalhado das vigas transversais devido à instabilidade lateral, ou simplesmente possibilitar que a secção termine em superfície plana (ausente de entalhes) por causa do custo de trabalho envolvido na realização dos cortes. Não obstante, os reforços dão mais estabilidade aos banzos (o efeito positivo está dependente de serem reforços parciais ou totais), e devido ao maior número de parafusos envolvidos na ligação tem-se uma maior eficiência na transmissão do momento de excentricidade (Iles, 2010).

Se for efectuada uma análise elástica pode-se considerar que o centro instantâneo de rotação (CIR) de cada meia cobre-junta está coincidente com o centro de gravidade do seu grupo dos parafusos. Este pressuposto está do lado da segurança mas, conduz a uma incompatibilidade entre as forças e as deformações dos parafusos por corte. Não obstante, é necessário efectuar as seguintes verificações: resistência dos parafusos ao corte (força de corte da ligação e respectiva excentricidade em relação aos centros de gravidade dos grupos de parafusos); resistência ao esmagamento das cobre-juntas e das almas dos perfis; resistência ao esforço transversal das cobre-juntas.

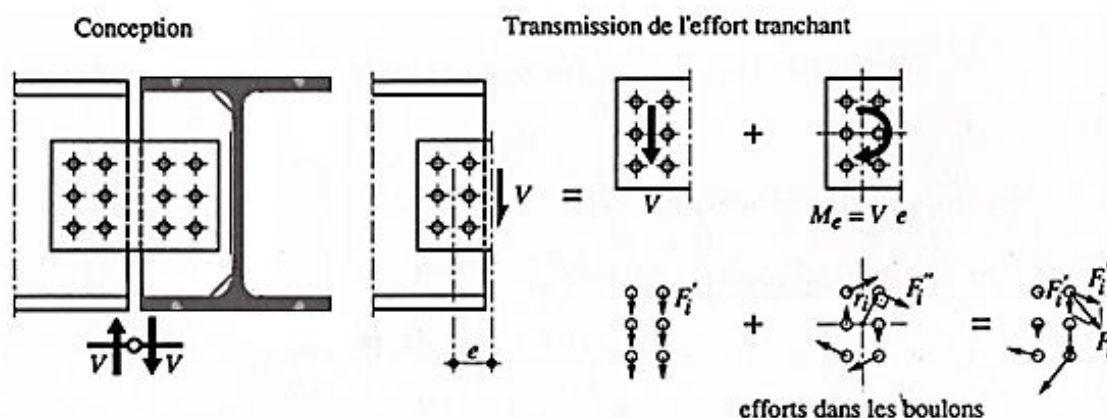


Figura 3 - Ligação de vigas pela alma (inteiramente aparafusada) recorrendo a cobre-juntas e reforços

Disposição adicional do Eurocódigo 3 à utilização de cobre-juntas

De acordo com o Eurocódigo 3 devem-se prever dispositivos de continuidade (cobre-juntas e outros meios de fixação) que assegurem a transmissão dos esforços actuantes na secção da ligação, para situações em que os elementos não são preparados para as superfícies de contacto encostarem completamente (ENV 1993-1-1, 1992).

Os dispositivos de continuidade devem ser dimensionados de modo a suportar um momento na ligação de pelo menos 25% o momento resistente da secção mais fraca em relação a qualquer dos eixos, e uma força aplicada nas extremidades em contacto (esforço transversal a considerar na ligação) de pelo menos 2,5% a capacidade resistente ao esforço normal da secção mais fraca, também em relação a qualquer dos eixos. Além disso, devem-se ainda considerar os momentos devidos às excentricidades,

às imperfeições iniciais e às deformações de segunda ordem (ENV 1993-1-1, 1992; NP EN 1993-1-1, 2010).

Não obstante, a disposição anterior permite garantir que as cobre-juntas e outros próprios meios de fixação estejam dimensionados de modo aos elementos ligados manterem as suas posições (ENV 1993-1-1, 1992).

Requisitos necessários para ligação nominalmente articulada

Para admitir que o pressuposto de rótula simples (empregue na análise estrutural) esteja do lado da segurança devem-se satisfazer os requisitos seguintes (Jaspart, J.P. et al, 2009): i) a ligação possui capacidade de rotação suficiente; ii) a ligação possui ductilidade suficiente. O primeiro requisito impõe que a ligação tenha capacidade rotacional enquanto rótula, para que não surjam momentos flectores internos demasiado elevados. O segundo requisito garante que, na ocorrência de corte combinado com flexão, não se produz um modo de rotura frágil.

Ao serem assegurados estes requisitos, alguns autores (Jaspart, J.P. et al, 2009) mencionam que uma ligação nominalmente articulada está seguramente do lado da segurança, nomeadamente, na avaliação de deslocamentos em barras (conduz a maiores valores), cargas de rotura plástica, carga crítica de instabilidade linear elástica ou elástico-plástica.

Requisitos para propiciar capacidade de rotação

Para assegurar uma adequada capacidade de rotação, existem dois requisitos necessários (é uma alternativa aos requisitos geométricos) (Jaspart, J.P. et al, 2009):

- A altura da chapa de ligação não deve exceder a altura livre da alma da viga, ou seja:

$$h_p \leq d_w$$

Onde, $d_w = h - 2 \times t_f - 2 \times r$.

- A rotação disponível é superior à rotação requerida, isto é:

$$\phi_{disponível} > \phi_{necessária}$$

Uma vez que a capacidade de rotação de uma chapa de ligação depende das distorções dos buracos da chapa e da deformação por corte nos parafusos, então, é proposto por alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 2009) que, as componentes envolvidas na ligação sejam dimensionadas de forma a que, a resistência ao esmagamento dos parafusos seja a verificação crítica (e assim, está assegurada a capacidade de rotação necessária).

Requisitos para garantia de ductilidade

Os critérios para permitir uma redistribuição plástica das forças internas entre os pontos “actual” e de dimensionamento são os seguintes (para uma única linha de parafusos):

- A resistência de cálculo ao esforço transversal da ligação deverá estar associada a um modo dúctil, e portanto, a rotura pelos parafusos por corte ou a encurvadura das placas ligadas estão excluídas. Então, como primeiro critério teremos:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,i}; 1 \leq i \leq n\} < \min\{V_{Rd,1}; V_{Rd,7}\}$$

Onde,

V_{Rd} representa a resistência ao corte da ligação; $V_{Rd,1}$ é a resistência ao corte oferecida pelo grupo de parafusos; $V_{Rd,7}$ é a resistência de encurvadura do elemento.

- A componente que entra em cedência sobre a carga “actual” tem de ser dúctil, para assegurar isso, o critério seguinte deverá ser respeitado (ligação com capacidade de “rotação”):

$$F_{b,Rd,hor} \leq \text{Min}\{F_{v,Rd}; \beta \times V_{Rd,7}\}$$

- Adicionalmente, durante o processo de redistribuição de esforços o modo de rotura dos parafusos não deverá ocorrer, a fim de evitar isso, o seguinte critério deverá estar assegurado (permite tratar a ligação como possível de “rodar”):

Se, $V_{Rd} = \text{Min}\{V_{Rd,3}; V_{Rd,4}; V_{Rd,5}; V_{Rd,6}; V_{Rd,9}; V_{Rd,10}; V_{Rd,11}\}$, então $V_{Rd} > \text{Min}\{V_{Rd,2}; V_{Rd,8}\}$.

Requisitos para assegurar integridade estrutural

Um colapso desproporcional ocorre quando por causa de uma acção accidental possa ocorrer a perda total de um elemento ou, os danos causados são irremediáveis e reduzem grande parte da resistência desse elemento. Como forma de impedir tal acontecimento é necessário que na fase de projecto se guarneça os elementos e as respectivas ligações (estrutura do edifício) com robustez suficiente.

Saliente-se que alguns autores (Jurasinovic & Nunez, 2006) limitam a aplicação deste evento accidental a certas ligações nominalmente articuladas, nomeadamente, ligações aparafusadas com parafusos não pré-esforçados com chapa de extremidade, gousset ou cobre-juntas.

Com objectivo de assegurar um nível mínimo de robustez e prevenir um colapso desproporcional causado por um evento de acção accidental que afecte a estrutura, o Eurocódigo 1 na Parte 1.7 define que as ligações deverão estar dimensionadas para suportar uma força de amarração (força axial que varia em magnitude consoante a classe de importância da construção) causada pela estrutura primária (como é usualmente o caso), e com magnitude estabelecida em função da classe de importância da construção.

Não obstante, em (BS EN 1991-1-7, 2006) é indicado que no mínimo uma ligação simples deverá estar dimensionada para uma força de amarração igual a 75 kN. Com efeito, alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 2009) indicam que uma ligação para resistir a tal força de amarração deverá possuir pelo menos dois parafusos M20 de classe 8.8 e não pré-esforçados, e que a chapa de ligação deverá possuir uma espessura de pelo menos 6 mm.

Na verificação da adequação das ligações para resistirem a forças de amarração, deverá ser notado que as forças de amarração são ignoradas na verificação das reacção vertical, e similarmente, as forças verticais são ignoradas na verificação da força de amarração, em suma, as forças de amarração e as forças verticais nunca são consideradas como actuando simultaneamente.

Dado que a (NP EN 1993-1-8, 2010) não fornece qualquer orientação acerca da resistência de amarração das ligações, alguns autores (Jurasinovic & Nunez, 2006) propõem que esta seja avaliada para todos os modos de rotura possíveis, baseados nas regras do Eurocódigo 3 para determinar a resistência das componentes individualmente da ligação.

Por outro lado, devido à possibilidade de ocorrência de elevadas tensões e grandes deformações (estas associadas aos modos de rotura), é recomendado que na resistência última de dimensionamento para cálculo da força de amarração seja tomada como um coeficiente de segurança igual a $\gamma_{Mu} = 1,1$.

Requisitos geométricos para ligação nominalmente articulada

Há autores (SCI/BCSA Connections Group, 2011) que estabelecem recomendações para os detalhes, a fim de, assegurar a necessária flexibilidade e capacidade de rotação para uma ligação de comportamento nominalmente articulado. Aquando da pormenorização da ligação, os requisitos são os seguintes:

- Para garantir que o comprimento efectivo é $L_{troço}$, no caso de viga lateralmente não restringida, dever-se-á garantir que (ver Figura 4):
 - A chapa é posicionada perto do banzo superior, como medida para providenciar uma restrição posicional;
 - A chapa tem uma altura de pelo menos 0,6 da altura total da viga, como medida para providenciar à viga uma restrição de torção adequada;

Pelo facto de estar disposta uma chapa num único lado da alma da viga, há que ter em consideração a torção introduzida (na maioria dos casos é suficientemente pequena para que possa ser desprezada). No entanto, é possível melhorar o comportamento à torção se for providenciada uma restrição através da introdução de um reforço (uma ligação com rigidez “fiável” à torção é relativamente simples de se obter para ligações de extremidade *standard*) (SCI/BCSA Connections Group, 2009).

Para garantir que a ligação possui a capacidade de rotação necessária, devem-se satisfazer (ver Figura 4):

- A espessura da chapa de ligação (cobre-junta) respeita um dos seguintes requisitos:
 - Aço de classe S355, então, $t_p \leq 0,42 \times d_{parafuso}$
 - Aço de classe S275, então, $t_p \leq 0,50 \times d_{parafuso}$
- Todas as distâncias às extremidades e cantos da placa são pelo menos iguais a $2d_0$;
- Os parafusos utilizados são de classe 8.8, não são pré-esforçados, e têm aberturas *standard*;
- A resistência total das soldaduras está assegurada.

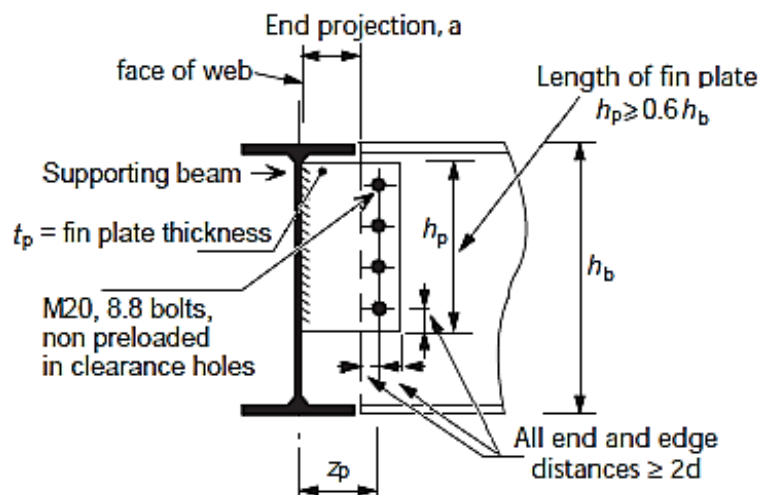


Figura 4 – Detalhes práticos recomendados (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Para além destes requisitos essenciais, existem ainda outras recomendações geométricas *standard* que permitem assegurar o bom funcionamento de uma ligação com comportamento nominalmente articulado.

A escolha no dimensionamento do número de linhas verticais de parafusos é recomendada por alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 2011) consoante o esforço transversal actuante a transmitir:

- Uma linha de parafusos deve ser usada se for pretendida uma gama de 25 a 50% da resistência ao corte da viga;
- Duas linhas de parafusos podem ser usadas para se obter uma gama de 75% de resistência ao corte da viga (ao dobrar o número de parafusos, a resistência não duplica porque há um aumento da excentricidade).

As recomendações para uma viga com altura inferior a 610 mm e, com uma única linha de parafusos na vertical, são as seguintes (ver Figura 5):

- A junta entre os elementos a ligar deverá ter 10 mm (no presente caso trata-se do espaçamento entre banzos da vigas);
- O espaçamento interior entre parafusos na vertical deverá ser de 70 mm;
- A distância entre a extremidade da chapa de ligação e a face exterior do banzo deverá ser de 50 mm;
- O primeiro e o último parafuso, dispostos na vertical, deverão ter uma distância vertical de 40 mm em relação à extremidade da chapa de ligação;
- Os parafusos deverão ter uma distância horizontal de 50 mm em relação à extremidade da chapa de ligação, e uma distância de 60 mm em relação ao eixo vertical de simetria da cobre-junta (se aplicável).

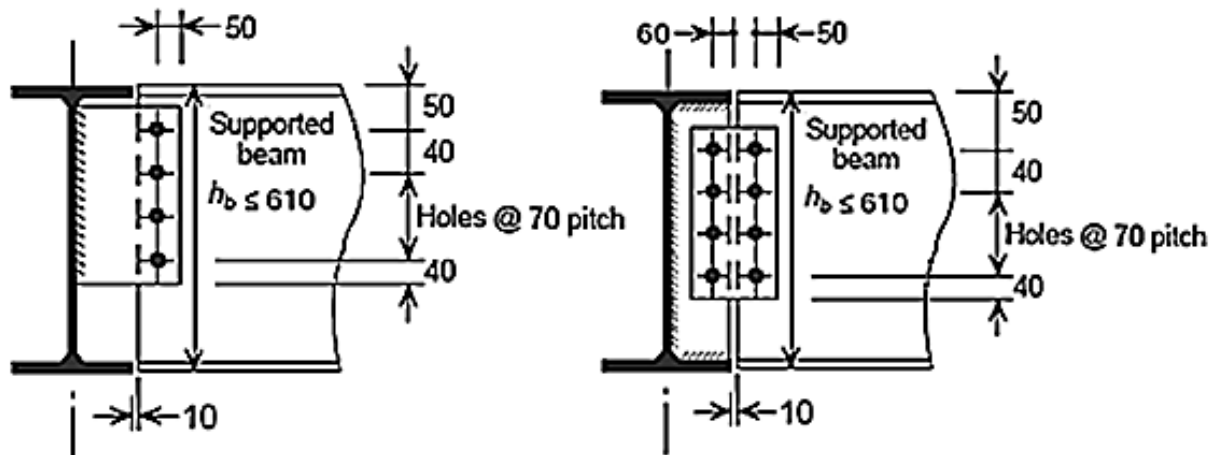


Figura 5 – Detalhes de uma ligação standard: utilizando chapas gousset (à esquerda), ou reforços e cobre-juntas (à direita); adaptado de (SCI/BCSA Connections Group, 2011)

Os detalhes *standard* nas chapas garantem que existe resistência de amarração necessária e geralmente excedem a resistência ao corte; a este respeito, nenhuma verificação à amarração adicional à chapa é necessária (SCI/BCSA Connections Group, 2011).

Distância de extremidade e tensões de esmagamento

O Eurocódigo 3 fornece indicações para as distâncias máxima e mínima, quer entre eixos dos parafusos, quer aos bordos e às extremidades das peças. As distâncias mínimas visam evitar o risco de esmagamento da chapa e servem para permitir a montagem. A distância máxima é estabelecida para evitar a encurvadura local (elementos comprimidos) e para minimizar os efeitos da corrosão (elementos comprimidos e traccionados), ou seja, permite utilizar os parafusos como selantes, prevenindo a penetração de humidade na ligação.

Em relação à situação de rotura por esmagamento, esta depende de vários factores geométricos, tais como: distância à extremidade, diâmetro do parafuso, e da espessura da placa de ligação.

A rotura por separação da extremidade em contacto com o parafuso ocorre devido à insuficiente distância à extremidade. Em contrário, ocorrerá excesso de deformação na placa de ligação adjacente ao buraco do parafuso. Contudo, a combinação de ambas também é possível.

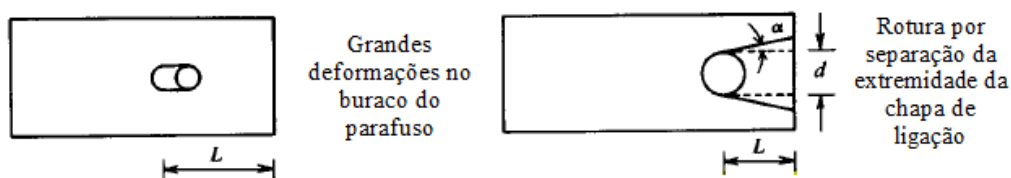


Figura 6 – Modos de rotura: esmagamento da extremidade da chapa (à direita); grandes deformações na vizinhança do buraco do parafuso (à esquerda) (Kulak, Fisher, & Struik, 2001)

A distância da extremidade requerida para prevenir a separação do bordo em contacto com o parafuso, pode ser determinada como se segue (Kulak, Fisher, & Struik, 2001).

A capacidade de corte de um parafuso individual é dada por (limite superior):

$$P_s^b = A_b \times \tau_u^b$$

A capacidade de corte desenvolvida ao longo das linhas de rotura na chapa de ligação, é dada por (limite inferior):

$$P_t^p = 2 \times t \times \left(L - \frac{d}{2} \right) \times (0,7 \times \sigma_u^p)$$

Saliente-se que na maioria dos aços a tensão de corte é cerca de 70% da tensão de cedência, daí, a existência do factor 0,7 na expressão.

A capacidade de um parafuso pode ser também representada por,

$$P^b = t \times d \times \sigma_b$$

Para respeitar o limite mínimo, assim como, impedir a separação do bordo da placa adjacente ao parafuso, a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$\frac{L}{d} \geq 0,5 + 0,715 \times \frac{\sigma_b}{\sigma_u^p}$$

Se pretendemos um factor de segurança (2x) para a carga última que provoca a segurança do bordo, a relação anterior toma a seguinte forma:

$$\frac{L}{d} \geq 0,5 + 1,43 \times \frac{\sigma_b}{\sigma_u^p}$$

Capacidade de grupo de parafusos

Um grupo de parafusos (mínimo de dois parafusos) empregue numa ligação pode estar sujeito a cargas e momentos flectores, no plano do conjunto mas também num plano perpendicular (fora do plano), conforme ilustrado na Figura 7 (Gorenc, Tinyou, & Syam, 2005).

Para distribuição de esforços nos parafusos no estado limite último pode-se admitir uma hipótese distribuição elástica ou plástica. Porém, no presente caso em estudo, como se pretende que as ligações tenham resistência ao escorregamento é obrigatório adoptar uma distribuição elástica linear, (Almeida, 2009; NP EN 1993-1-8, 2010).

Grupo de parafusos sujeitos a acções no plano

A técnica mais comumente utilizada para verificação e dimensionamento de um grupo de parafusos baseia-se na análise elástica (além de ser simples está do lado da segurança) e está sujeita às seguintes hipóteses:

- Os elementos de placa a serem aparafusados são rígidos e todos os conectores se encaixam perfeitamente;
- Cada parafuso tem uma área de secção unitária (assumindo que todos os parafusos têm o mesmo tamanho no grupo de parafusos);
- Como simplificação as acções globais de dimensionamento no grupo dos parafusos V_x , V_y , M podem ser sobrepostas (método de sobreposição);
- Existe um ponto, no qual o grupo de parafusos roda quando sujeito às acções globais de dimensionamento do conjunto. Esse ponto deverá ser avaliado para o grupo de parafusos, designar-se-á por centro instantâneo de rotação e tomará a nomenclatura de CIR.

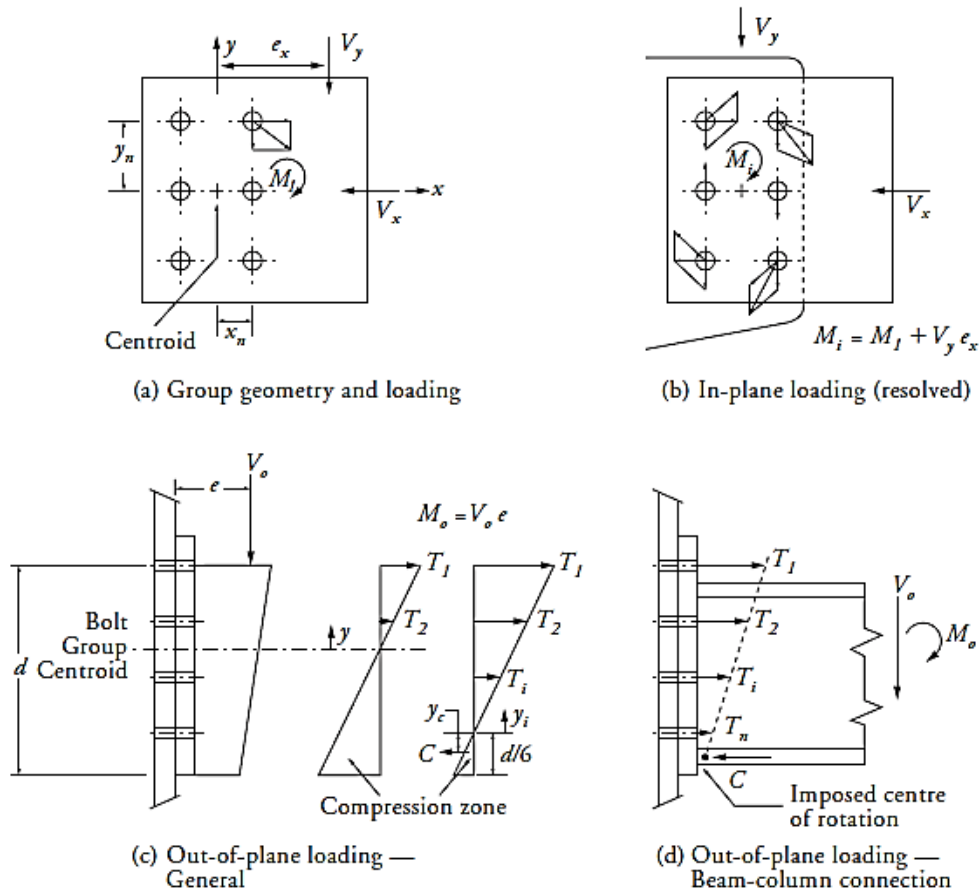


Figura 7 – Grupo de parafusos: geometria e carregamento em diferentes planos (Gorenc, Tinyou, & Syam, 2005)

Para a análise de esforços utilizam-se os conceitos de CIR e princípio de sobreposição em conjunto, daí resulta que as cargas compostas no plano por momentos e forças de corte possam ser simplesmente modeladas por sobreposição de dois efeitos. O primeiro efeito será um momento puro actuando no centróide do grupo dos parafusos (CIR posicionado no centróide do grupo de parafusos, porque a rotação do conjunto ocorre sobre o seu centróide), e o segundo efeito será uma força de corte actuando no centróide do grupo de parafusos (CIR posicionado no infinito, porque o conjunto não roda). E portanto há uma distribuição uniforme das forças de corte em todos os parafusos do grupo ao mesmo tempo, pela seguinte razão: as forças em cada parafuso, provenientes dos efeitos das acções de dimensionamento do conjunto, são proporcionais há distância entre o parafuso e o centro instantâneo de rotação.

Deste modo, é fácil entender que os parafusos críticos (parafuso sujeito à maior força de corte decorrente dos efeitos combinados das forças globais de dimensionamento) serão aqueles que se encontram mais afastados do centróide do grupo de parafusos, e serão eles também que condicionam a verificação geral do dimensionamento do grupo de parafusos.

Com base nos pressupostos acima, e como observado nas Figura 7 (a) e (b), a resultante da força de corte de dimensionamento no parafuso mais distante do centro do grupo de parafusos é:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{\left[\left(\frac{V_y}{n}\right) + \left(\frac{M_i \times x_{max}}{I_p}\right)\right]^2 + \left[\left(\frac{V_x}{n}\right) + \left(\frac{M_i \times y_{max}}{I_p}\right)\right]^2}$$

Onde, n é o número de parafusos no grupo de parafusos; V_y , V_x são as forças aplicadas nas direcções vertical e horizontal; M_i é o momento aplicado e proveniente da excentricidade das forças de corte do grupo de parafusos; y_{max} , x_{max} são as distâncias do centróide ao parafuso do canto mais afastado;

I_p é o segundo momento de área polar do grupo dos parafusos obtido a partir dos segundos momentos de área no grupo de parafusos, ver Figura 7 a):

$$I_x = \sum x_n^2 \quad ; \quad I_y = \sum y_n^2 \quad ; \quad I_p = I_x + I_y = \sum (x_n^2 + y_n^2)$$

Em que, I_x e I_y são os segundos momentos de área dos parafusos em torno do centróide do eixo de coordenadas x e y do grupo de parafusos.

Para verificação da resistência ao corte de um parafuso, a seguinte desigualdade pode-se usar (no caso de ser escolhido o parafuso carregado mais crítico, está-se indirectamente a verificar a adequação de todo o grupo de parafusos):

$$F_{V,Ed} \leq \min\{F_{V,Rd} ; F_{b,Rd} ; F_{s,Rd}\}$$

Em que, $F_{V,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal; $F_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esmagamento; $F_{s,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao escorregamento. Note-se que os valores de cálculo das resistências indicados são os mesmos àqueles que estão presentes na parte 1-8 do Eurocódigo 3.

Grupo de parafusos sujeitos a acções fora do plano

Para os grupos de parafusos carregados fora do plano, as Figura 7 (c) e (d) mostram segundo uma análise elástica (simples e do lado da segurança) que, a partir dos princípios de equilíbrio força/momento existem parafusos que não estão solicitados (se estiverem posicionados na parte comprimida do suporte de ligação) e outros estão traccionados com valor variável dependendo da proximidade ao eixo neutro (as forças de tracção seguem uma distribuição linear a partir do eixo neutro, logo os parafusos mais distantes ao eixo neutro serão os mais carregados).

A posição do eixo neutro (NA) desponta alguma discussão na comunidade científica, devido à sua exacta localização, em causa está a influência dos parafusos, da placa e da flexibilidade do suporte. A melhor aproximação, baseada em pressupostos empíricos, refere que o eixo neutro está posicionado a $d/6$ da parte inferior da placa da extremidade, a qual tem uma altura d (ver Figura 7 c). No entanto, outros autores (Owens & Cheal, 1989; Silva & Santiago, 2003) defendem que está do lado da segurança assumir que o eixo neutro está localizado na linha do centróide do grupo de parafusos.

Para determinar a força de tracção na linha dos parafusos mais distantes (e mais críticos), admitindo estabelecida a posição do eixo neutro (NA), pode-se efectuar o seguinte:

Usando os princípios de equilíbrio e a Figura 7 (c) teremos,

$$\sum T_i y_i + C y_c = M_0 \quad e \quad \sum T_i = C$$

E pelo princípio da proporcionalidade dos triângulos semelhantes:

$$T_i = T_1 \frac{y_i}{y_1}$$

E efectuando algumas transformações, obtemos a expressão seguinte:

$$T_1 = \frac{M_0 y_1}{\sum [y_i (y_i + y_c)]}$$

Em que, os termos y_i podem ser determinados a partir da geometria definida pela colocação de (NA).

Saliente-se que este modelo de dimensionamento “padrão” das ligações assume que a chapa de extremidade é espessa e que a flexibilidade dos parafusos (pequeno diâmetro) governa a distribuição de esforços (uma chapa espessa proporciona uma rigidez significativa para as forças de tracção serem

atraídas para ela), porém, existem configurações específicas em que a rigidez do parafuso é superior àquela presente na chapa de extremidade, e para estes casos, a linha de parafusos mais afastada não resiste à força de tracção imposta pela distribuição linear, (Dowling, Knowles, & Owens, 1988).

Para verificação da resistência de cada parafuso (corte, tracção ou combinação de ambos) incluído na ligação assume-se que, a força de tracção em cada linha de parafusos é distribuída pelo número de parafusos na linha, e também que a força de corte no grupo dos parafusos é distribuída uniformemente por cada parafuso do grupo. Deste modo, para determinar a força de tracção em cada parafuso deve-se dividir T_1 pelo número de parafusos da linha n_1 , e para a força de corte em cada parafuso deve-se dividir V_0 pelo número de parafusos presente no grupo dos parafusos n .

Emendas em vigas

A escolha da posição das emendas exige alguma prudência pelo que deverá ser planeada em projecto, e como exemplo, sabe-se que é preferível efectuar uma emenda ligeiramente afastada do pilar (região com momento próximo de zero) do que sobre o pilar (momento negativo) ou a meio vão (momento máximo positivo).

No projecto em análise não estarão previstas zonas para emendas de vigas, mas, estas são necessárias, porque os perfis metálicos são fabricadas em troços de 12 metros.

Levando em atenção que estas ligações deverão assegurar transmissão de esforço transversal, momento flector e esforço normal (pouco comum em vigas), sucede que as ligações possíveis são:

- Ligação inteiramente soldada (ver Figura 8): As soldaduras para união das partes da viga são geralmente de penetração total e como tal não necessitam de dimensionamento. (a escolha do processo de soldadura depende da espessura dos elementos). Estas ligações nem sempre podem ser efectuadas na fábrica de metalomecânica por motivos de transporte, mas quando é possível, efectuem-se soldaduras de topo para unir as peças da viga.

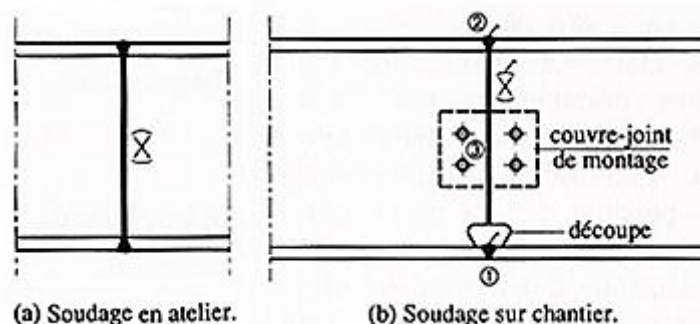


Figura 8 – Emenda de viga inteiramente soldada, (Hirt & Bez, 1994)

- Ligação utilizando chapas de extremidade (ver Figura 9): Para reduzir o tempo de montagem no local (estas ligações requerem soldaduras e parafusos), na fábrica de metalomecânica efectuem-se as soldaduras das placas de extremidade às peças da viga a ligar, requerendo em obra apenas aparafusamento. Esta ligação apresenta uma maior rigidez no eixo menor da viga mas é possível colocar uma forra entre as placas de extremidade para reduzir o contacto das placas (não obstante, é difícil alcançar a mesma rigidez que uma ligação utilizando cobre-juntas). Ocasionalmente, as chapas de extremidade possuem um prolongamento no lado traccionado para colocação de parafusos, pois ao aumentar o braço da força de tracção tem-se um aumento do momento resistente, no entanto torna-se necessário entrar em conta com as forças de alavanca; (Hirt & Bez, 1994) recomenda que os parafusos localizados no prolongamento da placa de extremidade sejam pré-esforçados e que não superem em 30% a resistência de tracção $F_{t,Rd}$.

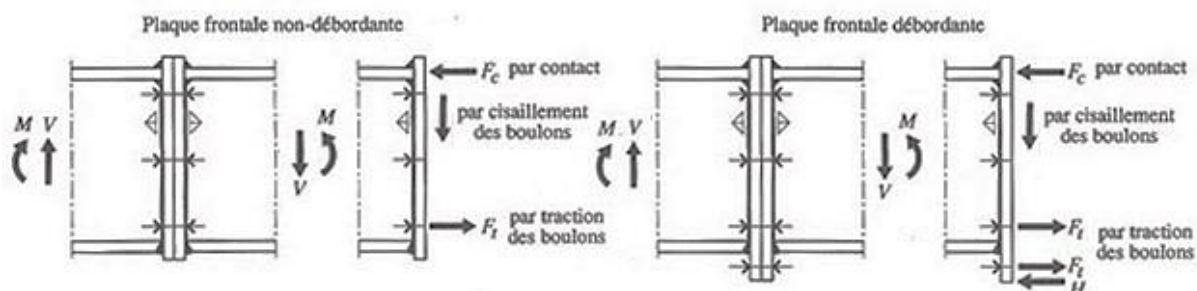


Figura 9 – Emenda de viga por meio de placa frontal com ou sem prolongamento, (Hirt & Bez, 1994)

- Ligação utilizando cobre-juntas na alma e nos banzos (ver Figura 10): A execução destas ligações é fácil e viável em obra, porém requerem mais tempo e mais peças em comparação com as soluções anteriores. A transmissão do momento fletor e do esforço transversal entre as partes da viga consegue-se por uma das seguintes maneiras (devendo-se preferir a mais económica): o esforço transversal é resistido pelas cobre-juntas da alma e o momento fletor é resistido pelas cobre-juntas dos banzos e da alma (solução ótima quando há elevado momento fletor e reduzido esforço transversal); o esforço transversal é resistido pelas cobre-juntas da alma e o momento fletor é resistido apenas pelas cobre-juntas dos banzos (boa solução quando há reduzido momento fletor e elevado esforço transversal).

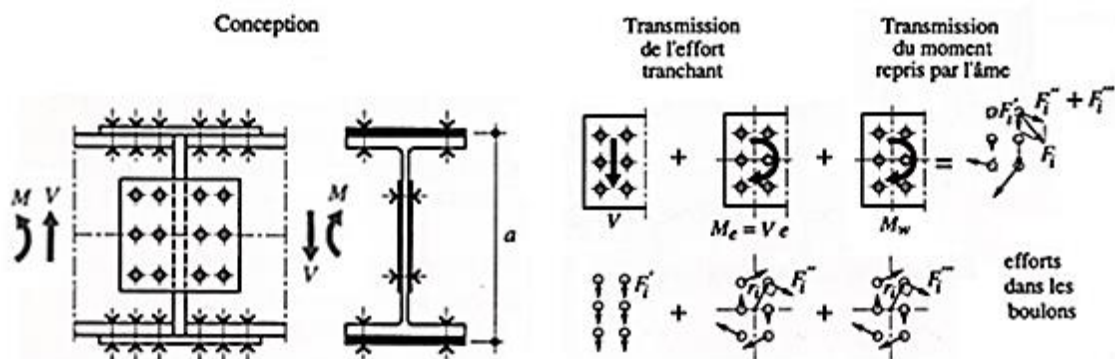


Figura 10 – Esforços dos parafusos nas cobre-juntas da alma devido a flexão com esforço transversal (Hirt & Bez, 1994)

Apêndice 15 – Considerações sobre bases de pilar

O texto seguinte abrange o dimensionamento de bases de pilar não reforçadas (sem recurso às chapas gousset) pelo método das componentes.

Enquadramento do assunto

Uma base de pilar articulada pode absorver esforço normal e esforço transverso, mas deve também estar preparada para sofrer uma certa rotação (sem que daí resultem momentos flectores indesejáveis para a estrutura). O esforço normal incidente sobre a fundação é quase sempre de compressão (podem resultar tracções caso existam sub-pressões causadas pelo vento, mas, só se a estrutura for leve e de pequena altura – requer utilização de varões de ancoragem convenientemente dimensionados para a combinação de corte com tracção), e muitas vezes o contacto entre o pilar e a placa de base é suficiente para transmitir a força de corte (para estes casos, deve-se respeitar o cordão de soldadura mínimo exigível pelo Eurocódigo 3 na parte 1-8, para que o elemento estrutural não se mova caso fique solicitado a pequenas cargas adicionais). Não obstante, se o pilar estiver fortemente solicitado à compressão, para assegurar uma transmissão de esforços adequada para a fundação, são necessárias placas de base rígidas; como alternativa, pode-se enrijecer a placa de base com recurso a reforços (Figura 1).

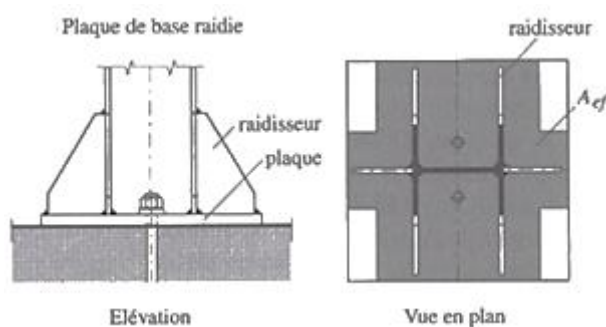


Figura 1 – Bases de coluna fortemente solicitadas (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

As bases de pilar encastradas permitem a transmissão de esforço normal, esforço transverso e momento flector; no entanto, ao contrário das ligações articuladas, é necessário minimizar a rotação para que o momento de encastramento possa ser conseguido (por vezes, opta-se por restringir apenas o momento no eixo de maior inércia do pilar). Quando o esforço normal de compressão está dentro do núcleo central da superfície comprimida efectiva da placa não existem tensões de tracção; para conseguir um momento de encastramento maior deve-se aumentar o binário das forças de tracção e compressão, mas em consequência pode-se necessitar um aumento na espessura da chapa; nesse caso pode ser preferível colocar reforços para espalhar os esforços de compressão (ver Figura 1), ou colocar reforços na situação de momento elevado em relação às cargas verticais de modo a permitir que o braço de alavanca do parafuso traccionado aumente (permite aumentar a eficiência da ligação enquanto se mantém a espessura da placa de base num valor aceitável).

Disposições sobre bases de pilares

Para assegurar a estabilidade da coluna durante a execução é necessária a colocação de chumbadouros em disposições adequadas. Atendendo aos esforços solicitantes, teremos as situações seguintes:

- Se não houver momento flector actuante, então é recomendável colocar a meia altura da alma pelo menos dois chumbadouros em simetria para manter o pilar na posição vertical, ver Figura 2 a).
- Caso contrário, devem-se colocar no exterior da placa de base pelo menos quatro chumbadouros em simetria, ver Figura 2 b). Por vezes, a infra-estrutura em betão armado é adaptada para acomodar as ancoragens necessárias, ver Figura 2 c).

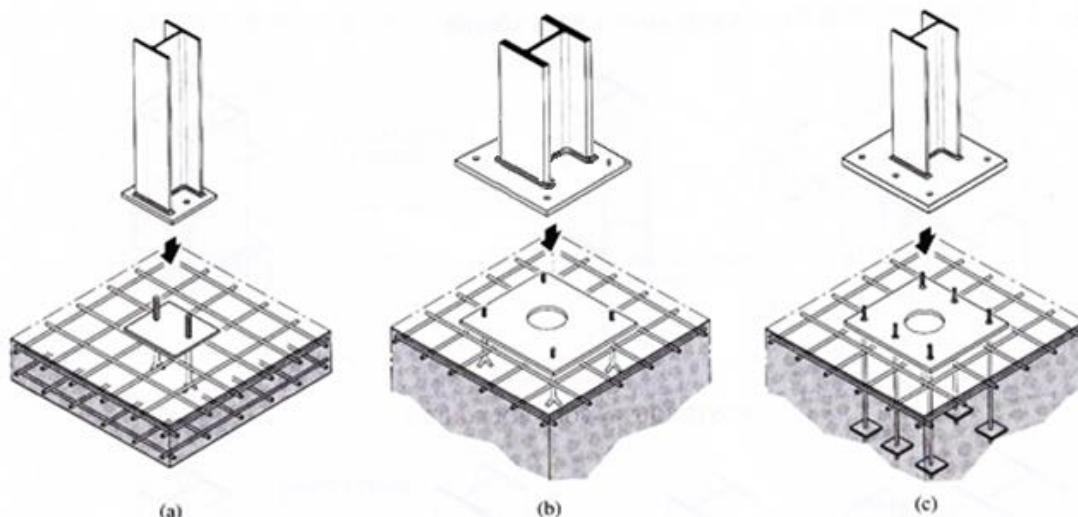


Figura 2 – Bases de pilar: a) articulada; b) e c) encastrada, (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Para impedir a ausência de verticalidade na coluna, por exemplo, devido às irregularidades do solo (ou piso), são colocadas porcas de nivelamento sob a placa de base, as quais ajustam o pilar impedindo a introdução de imperfeições geométricas iniciais.

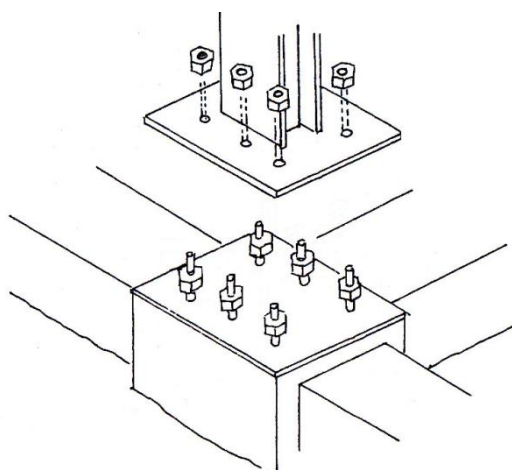


Figura 3 – Ajuste da verticalidade da coluna através de porcas de nivelamento, (Mascarenhas, 2006)

A utilização de ancoragens em pré-esforço é vantajosa na medida em que permite melhorar o comportamento à fadiga e o funcionamento da chapa de base (no entanto, em geral estas ancoragens não conduzem a um aumento da resistência).

Modelo de análise de bases de pilares

A determinação satisfatória das características das componentes de ligação (isto é, resistência de apoio da argamassa/fundação, área e espessura da placa de base, dimensão e posição dos parafusos de ancoragem) depende das diferentes situações de momento flector e esforço normal que actuam sobre a estrutura separadamente ou em combinação.

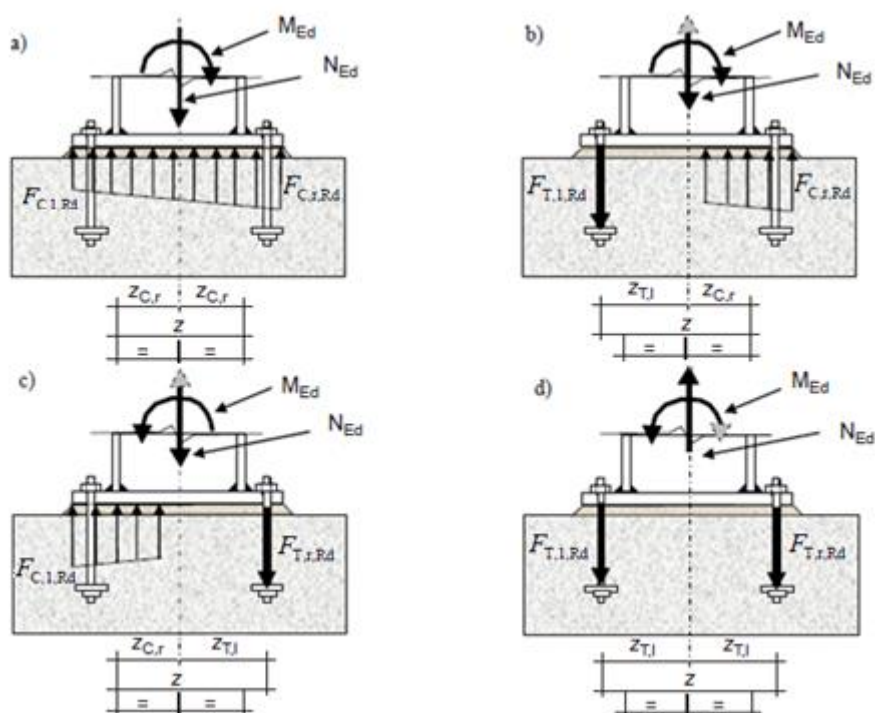


Figura 4 – Determinação do braço do binário para ligações de bases de colunas, (Ryan, 2006)

Na Figura 4 mostram-se as distribuições de tensões para diferentes intensidades de esforço axial e momento flector com actuação conjunta. O caso a) indica esforço axial de compressão predominante; os casos b) e c) momento flector predominante e o caso d) esforço axial de tracção predominante.

Segundo o modelo mecânico simplificado, para cada lado da junta existem duas reacções possíveis: uma força de tracção no alinhamento dos chumbadouros ou uma força de compressão na área de contacto com centro de acção no banzo do pilar.

O momento resistente é dado pela resistência da componente crítica da ligação (peça em tê equivalente comprimida ou traccionada) e deve ser avaliado através da Tabela 1, atendendo às considerações seguintes:

- Despreza-se a força de compressão proveniente de um tê equivalente comprimido situado na alma do pilar; por outras palavras, exclui-se a participação dos elementos internos da coluna;
- $F_{T,l,Rd}$, $F_{T,r,Rd}$ são a força de tracção, de um lado da ligação, dada pelo menor valor de entre a resistência da placa de base à flexão e o elemento interno do pilar à tracção;
- $F_{C,l,Rd}$, $F_{C,c,Rd}$ e $F_{C,r,Rd}$ são a força de compressão, de um lado da ligação, dada pelo menor valor de entre a resistência do betão em compressão e o banzo e o elemento interno do pilar em compressão.

As expressões indicadas na Tabela 1 são obtidas a partir do equilíbrio para a combinação actuante momento flector - esforço axial e as reacções induzidas na placa de base. Para o caso particular de uma ligação simétrica, os parâmetros geométricos indicados na Figura 4 vêm: $F_{T,Rd} = F_{T,l,Rd} = F_{T,r,Rd}$; $F_{C,Rd} = F_{C,l,Rd} = F_{C,r,Rd}$; $z_T = z_{T,l} = z_{T,r}$ e $z_C = z_{C,l} = z_{C,r}$.

Tabela 1 – Valor de cálculo do momento resistente de bases de colunas, (NP EN 1993-1-8, 2010)

Carregamento	Braço do binário z	Momento resistente $M_{Rd} = M_{j,Rd}$	
Ambos os lados comprimidos Figura 4 a)	$z = z_C + z_C$	$N_{Ed} \leq 0 ; -z_C < e_N < z_C$	
		O menor dos valores $\frac{-F_{C,Rd}z}{z_C/e_N + 1} e \frac{-F_{C,Rd}z}{z_C/e_N - 1}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito comprimido Figura 4 b)	$z = z_T + z_C$	$N_{Ed} > 0 ; e_N > z_T$	$N_{Ed} \leq 0 ; e_N \leq -z_C$
		O menor dos valores $\frac{F_{T,Rd}z}{z_C/e_N + 1} e \frac{-F_{C,Rd}z}{z_T/e_N - 1}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito traccionado Figura 4 c)	$z = z_C + z_T$	$N_{Ed} > 0 ; e_N \leq -z_T$	$N_{Ed} \leq 0 ; e_N > z_C$
		O menor dos valores $\frac{-F_{C,Rd}z}{z_T/e_N + 1} e \frac{F_{T,Rd}z}{z_C/e_N - 1}$	
Ambos os lados traccionados Figura 4 d)	$z = z_T + z_T$	$N_{Ed} > 0 ; -z_T < e_N < z_T$	
		O menor dos valores $\frac{F_{T,Rd}z}{z_T/e_N + 1} e \frac{-F_{T,Rd}z}{z_T/e_N - 1}$	
<p>$M_{Ed} > 0$ no sentido dos ponteiros do relógio, $N_{Ed} > 0$ tracção.</p> <p>Para a combinação actuante($M_{Ed}; N_{Ed}$) a excentricidade efectiva da força axial é $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$. O valor e_N pode ser positivo ou negativo de acordo com o sinal da força e momento.</p> <p>A ligação é adequada para $M_{Ed} \leq M_{Rd}$</p>			

Se, em cada situação de carregamento se efectuar um conjunto de substituições para a excentricidade (definida pelo intervalo adequado), obtém-se um diagrama de dimensionamento delineado por segmentos lineares, ver Figura 5.

Na Tabela 2 apresentam-se as expressões deduzidas atendendo à forma do diagrama de interacção, com esforço normal no eixo das ordenadas e momento flector no eixo das abcissas.

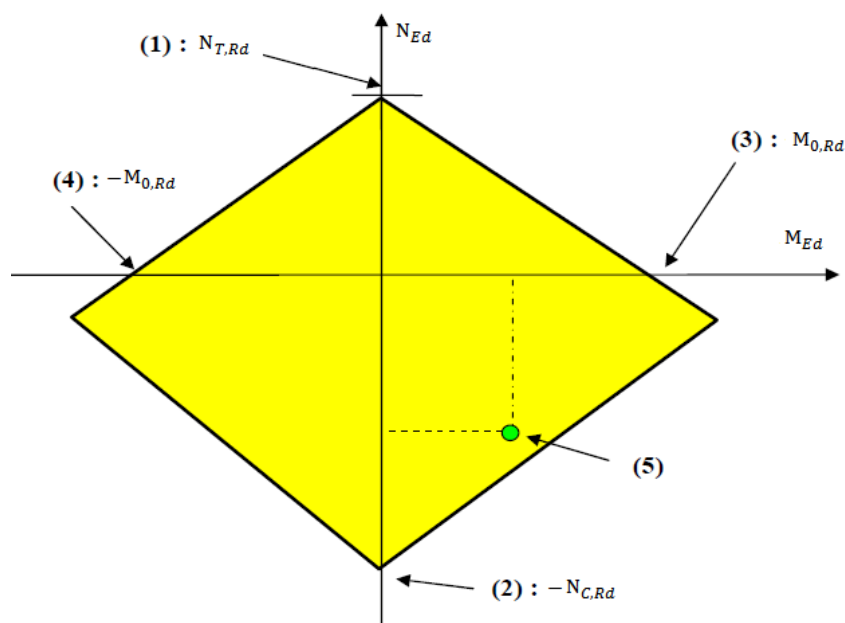


Figura 5 – Diagrama de interação M-N para ligação fixa numa base de coluna: (1) Resistência axial à tracção; (2) Resistência axial à compressão; (3), (4) Momento flector resistente em flexão simples; (5) Combinação $M_{Ed} - N_{Ed}$ aceitável, (Ryan, 2006)

Tabela 2 – Condição limite de dimensionamento para diferentes combinações de carregamento, (Ryan, 2006)

Carregamento	Braço do binário z	Interação das resistências de dimensionamento M_{Rd} e N_{Rd}	
Lado esquerdo traccionado Lado direito comprimido	$z = z_T + z_C$	$N_{Rd} \geq 0 ; e_N > z_T$	$N_{Rd} \leq 0 ; e_N \leq -z_C$
		Lado comprimido crítico $M_{Rd} = -N_{C,Rd}^* \frac{z}{2} + N_{Rd} z_T$	Lado comprimido crítico $M_{Rd} = -N_{C,Rd}^* \frac{z}{2} + N_{Rd} z_T$
		Lado traccionado crítico $M_{Rd} = N_{T,Rd} \frac{z}{2} - N_{Rd} z_C$	Lado traccionado crítico $M_{Rd} = N_{T,Rd} \frac{z}{2} + N_{Rd} z_C$
Ambos os lados traccionados	$z = 2z_T$	$N_{Rd} > 0 ; 0 < e_N < z_T$	$N_{Rd} > 0 ; -z_T < e_N \leq 0$
		$M_{Rd} = (N_{T,Rd} - N_{Rd}) \frac{z}{2}$	$M_{Rd} = -(N_{T,Rd} - N_{Rd}) \frac{z}{2}$
Lado esquerdo comprimido Lado direito traccionado	$z = z_C + z_T$	$N_{Rd} \geq 0 ; e_N \leq -z_T$	$N_{Rd} \leq 0 ; e_N > z_C$
		Lado comprimido crítico $M_{Rd} = N_{C,Rd}^* \frac{z}{2} - N_{Rd} z_T$	Lado comprimido crítico $M_{Rd} = N_{C,Rd}^* \frac{z}{2} - N_{Rd} z_T$
		Lado traccionado crítico $M_{Rd} = -N_{T,Rd} \frac{z}{2} + N_{Rd} z_C$	Lado traccionado crítico $M_{Rd} = -N_{T,Rd} \frac{z}{2} + N_{Rd} z_C$

Ambos os lados comprimidos	$z = 2z_C$	$N_{Rd} \leq 0 ; 0 < e_N < z_C$	$N_{Rd} \leq 0 ; -z_C < e_N \leq 0$
		$M_{Rd} = (N_{C,Rd}^* - N_{Rd}) \frac{z}{2}$	$M_{Rd} = -(N_{C,Rd}^* - N_{Rd}) \frac{z}{2}$
<p>$M_{Ed} > 0$ no sentido dos ponteiros do relógio, $N_{Ed} > 0$ tracção.</p> <p>Para a combinação actuante($M_{Ed}; N_{Ed}$) a excentricidade efectiva da força axial é $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$. O valor e_N pode ser positivo ou negativo de acordo com o sinal da força e momento.</p> <p>Na resistência à compressão despreza-se a contribuição dos elementos internos do pilar para a interacção de esforços $N_{C,Rd}^* = -2F_{C,Rd}$. A resistência à tracção da ligação $N_{T,Rd}$ é dada na Tabela 3.</p>			

A Tabela 3 é dirigida para as situações em que o esforço acompanhante de uma dada combinação ($M_{Ed}; N_{Ed}$) é zero, ou seja, a ligação apenas está sujeita a um momento flector ou a um esforço axial.

Tabela 3 – Valor de cálculo de esforços resistentes em bases de colunas, (Ryan, SN043, 2006)

Carregamento	Braço do binário z	Esforço resistente
Toda a junta em tracção	Não aplicável	$M_{Ed} = 0 \text{ ; } N_{Ed} > 0$
		$N_{T,Rd} = 2Min\{F_{T,l,Rd}; F_{T,r,Rd}\}$
Toda a junta em compressão centrada	Não aplicável	$M_{Ed} = 0 \text{ ; } N_{Ed} < 0$
		$N_{C,Rd} = -(F_{C,l,Rd} + F_{C,r,Rd} + F_{C,c,Rd})$
Lados distintos em tracção e compressão simultaneamente	$z = z_T + z_C$	$M_{Ed} \neq 0 \text{ ; } N_{Ed} = 0$
		$M_{0,Rd} = min(z F_{T,Rd}; z F_{C,Rd})$
Para secções simétricas, $F_{T,Rd} = F_{T,l,Rd} = F_{T,r,Rd}$; $F_{C,l,Rd} = F_{C,r,Rd} = F_{C,Rd}$.		

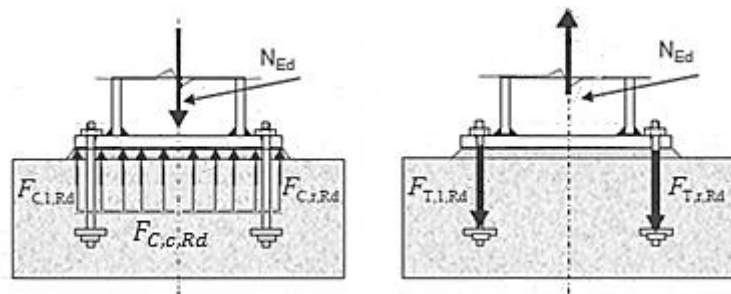


Figura 6 – Distribuição do carregamento para base de coluna sujeita a compressão e tracção simples (Ryan, 2006)

O esforço axial resistente da base da coluna à compressão simples considera a participação de três forças de compressão: uma através da peça em tê equivalente sob a alma $F_{C,c,Rd}$ e outras duas pelas peças em tê equivalente sob os banzos da coluna $F_{C,l,Rd}$, $F_{C,r,Rd}$. Porém, este caso só acontece quando não há sobreposição das áreas efectivas de apoio dos tês equivalentes comprimidos (alma e banzos),

ou seja, a largura de apoio “adicional” envolta dos banzos não pode ocupar toda a área central entre os banzos para deixar uma área efectiva para o tê equivalente da alma.

Para determinar a rigidez de rotação de uma base de coluna sujeita a flexão composta deverá utilizar-se o método de associação das componentes, indicado na Tabela 4. Considerando uma ligação simétrica, os parâmetros geométricos obedecem à simplificação seguinte: $k_T = k_{T,l} = k_{T,r}$; $k_C = k_{C,l} = k_{C,r}$; $z_T = z_{T,l} = z_{T,r}$ e $z_C = z_{C,l} = z_{C,r}$.

Tabela 4 – Rigidez de rotação $S_{j,ini}$ de bases de colunas, (NP EN 1993-1-8, 2010)

Carregamento	Braço do binário z	Rigidez de rotação $S_{j,ini} = \frac{M_{Rd}}{\phi}$	
Ambos os lados comprimidos	$z = z_C + z_C$	$N_{Ed} \leq 0 ; -z_C < e_N < z_C$	
		$\frac{Ez^2 k_C}{2\mu}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito comprimido	$z = z_T + z_C$	$N_{Ed} > 0 ; e_N > z_T$	$N_{Ed} \leq 0 ; e_N \leq -z_C$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_T + 1/k_C)} \times \frac{e_N}{e_N + e_k} ; e_k = \frac{z_C k_C - z_T k_T}{k_T + k_C}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito traccionado	$z = z_C + z_T$	$N_{Ed} > 0 ; e_N \leq -z_T$	$N_{Ed} \leq 0 ; e_N > z_C$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_C + 1/k_T)} \times \frac{e_N}{e_N + e_k} ; e_k = \frac{z_T k_T - z_C k_C}{k_C + k_T}$	
Ambos os lados traccionados	$z = z_T + z_T$	$N_{Ed} > 0 ; -z_T < e_N < z_T$	
		$\frac{Ez^2 k_T}{2\mu}$	
<p>$M_{Ed} > 0$ no sentido dos ponteiros do relógio, $N_{Ed} > 0$ tracção.</p> <p>Para a combinação actuante($M_{Ed}; N_{Ed}$) a excentricidade efectiva da força axial é $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$. O valor e_N pode ser positivo ou negativo de acordo com o sinal da força e momento.</p> <p>O índice de rigidez μ toma-se igual à unidade sempre que $M_{Ed} \leq 2/3M_{Rd}$; caso contrário temos $\mu = (1.5 M_{Ed}/M_{Rd})^{2,7}$ desde que, satisfeita a condição $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.</p>			

Os coeficientes de rigidez à tracção k_T ou compressão k_C da ligação são determinados pela combinação apropriada dos coeficientes de rigidez indicados para as componentes básicas intervenientes numa base de coluna. Numa base de coluna as componentes básicas estão em série (Figura 7), pelo que, os coeficientes de rigidez da ligação deverão ser determinados utilizando as expressões seguintes:

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}} \text{ e } k_C = \frac{1}{\frac{1}{k_{13}} + \frac{1}{k_{14}}}$$

em que:

k_i coeficiente de rigidez que representa a componente básica i de uma ligação com chapa de base que está definida na Tabela 5.

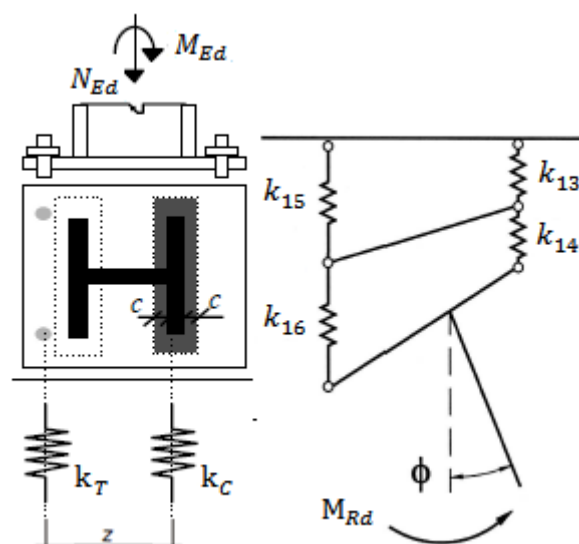


Figura 7 – Modelo de molas de uma ligação mista com chapa de base (flexão composta com predominância do momento flector) (Wald, 2000)

Tabela 5 – Coeficientes de rigidez dos componentes básicos da ligação

Tabela 5 – Coeficientes de rigidez dos componentes básicos da ligação		
Componente	Coeficiente de rigidez k_i	
Betão comprimido (incluindo a argamassa de assentamento)	$k_{13} = \frac{51E_c\sqrt{b_{eff}l_{eff}}}{40E}$ b_{eff}, l_{eff} são a largura e o comprimento efectivo do banzo de uma peça em T.	
Chapa flectida sob o efeito de compressão	$k_{14} = \infty$ Este coeficiente já é tomado em conta no cálculo do coeficiente de rigidez k_{13} .	
Chapa de base flectida sob o efeito da tracção (para uma única linha de parafusos traccionados)	Com efeitos de alavanca	Sem efeitos de alavanca
	$k_{15} = \frac{17l_{eff}t_p^3}{20m^3}$	$k_{15} = \frac{17l_{eff}t_p^3}{40m^3}$
	l_{eff} é o comprimento efectivo do banzo de uma peça em T; t_p é a espessura da placa de base.	
Chumbadouros traccionados	Com efeitos de alavanca	Sem efeitos de alavanca
	$k_{16} = \frac{8A_s}{5L_b}$	$k_{16} = \frac{2A_s}{L_b}$
	L_b é o comprimento de alongamento dos chumbadouros, considerado igual à soma de 8 vezes o diâmetro nominal do chumbadouro, da espessura da camada de argamassa, da espessura da chapa, da anilha e metade da altura da porca.	
Excepcionalmente, o comprimento efectivo l_{eff} e a largura efectiva b_{eff} são definidos para uma largura de apoio $c = 1,25t$.		

Para uma base de coluna poder ser modelada como rígida, existem limites de rigidez a respeitar, os quais dependem do respectivo sistema estrutural (coluna de nós móveis ou nós fixos), das propriedades da resistência da coluna no estado limite último e dos deslocamentos laterais sob cargas de serviço (Jaspart, J.P.; Wald, F.; Weynand, K.; Gresnigt, A.M., 2008).

Para considerar que as características reais da base da coluna não são significativamente diferentes das correspondentes a uma modelação perfeitamente rígida, devem satisfazer-se as condições seguintes:

- Base de coluna rígida num pórtico sem deslocamentos laterais

Um pórtico assume-se devidamente contraventado sempre que a participação do sistema de contraventamento para a resistência dos deslocamentos horizontais pelo menos de 80% (condição mínima exigível), e se possam desprezar os efeitos das deformações (estabilidade lateral sob acção de cargas verticais).

Na ausência de deslocamentos laterais, o aspecto da resistência à encurvadura da coluna torna-se predominante na análise estrutural para avaliação das propriedades de rigidez de rotação da base da coluna. A adopção da carga crítica elástica ao invés da carga última de plastificação deve-se ao facto de que uma modificação nas restrições de extremidade resulta sempre numa maior alteração na capacidade crítica elástica, e com isso, limites de rigidez mais exigentes.

Na Tabela 6 estão indicadas as expressões, definidas no Eurocódigo 3 na Parte 1-8, que definem as exigências de rigidez em função da esbelteza:

Tabela 6 – Requisitos de rigidez de rotação para bases de colunas em pórticos sem deslocamentos laterais, (NP EN 1993-1-8, 2010)

Esbelteza da coluna admitindo extremidades articuladas $\bar{\lambda}_0$	Rigidez de rotação inicial $S_{j,ini}$
$\bar{\lambda}_0 \leq 0,5$	$S_{j,ini} \geq 0$
$0,5 \leq \bar{\lambda}_0 \leq 3,93$	$S_{j,ini} \geq 7(2\bar{\lambda}_0 - 1)E I_c / L_c$
$\bar{\lambda}_0 \geq 3,93$	$S_{j,ini} \geq 48E I_c / L_c$
I_c, L_c referem-se ao momento de inércia da secção da coluna e à altura do piso.	

Os limites indicados na Tabela 6 assumem que a ligação real da base de coluna é rígida quando a resistência à encurvadura da coluna é pelo menos 95% da homóloga obtida para uma ligação perfeitamente rígida. No entanto, o primeiro limite refere-se para uma situação particular em que a cedência da secção transversal prevalece sobre a instabilidade (este limite causa alguma ambiguidade, porque faculta às bases de colunas nominalmente rotuladas a possibilidade de se classificarem como rígidas).

- Base de coluna rígida num pórtico com deslocamentos laterais

Na presença de deslocamentos laterais, o aspecto do deslocamento lateral torna-se mais restritivo na análise da estrutura em relação à resistência à encurvadura. Conforme mencionado em (NP EN 1993-1-8, 2010), uma base de coluna é classificada de rígida se respeitar o limite de rigidez seguinte:

$$S_{j,ini} \geq 30E I_c / L_c$$

O limite indicado assume que a ligação real da base de coluna é rígida quando o deslocamento lateral da coluna sob cargas de serviço não ultrapassa em mais de 10% o homólogo obtido para uma ligação perfeitamente rígida.

- Base de coluna semi-rígida ou nominalmente articulada

Ao utilizar-se o método de análise global elástica para cálculo de esforços na estrutura, as hipóteses adoptadas na modelação das ligações deverão ser coerentes com as respectivas pormenorizações construtivas. Para que tal aconteça, é necessário classificar o comportamento real das ligações com base na rigidez de rotação.

Uma base de coluna classificada como rígida não ocasiona quaisquer efeitos significativos no cálculo de esforços, pois a ligação tem rigidez de rotação suficiente para justificar uma modelação baseada na continuidade total. Se não for possível admitir bases de coluna rígidas então:

- Deverão modelar-se como ligações semi-rígidas, e para efeitos de análise terão uma rigidez de rotação determinada da seguinte maneira:

Tabela 7 – Modelação da rigidez de rotação da base de uma coluna (NP EN 1993-1-8, 2010)

Rigidez de rotação	Limite de aplicação	Relação momento-rotação característica da mola rotacional
$S_{j,ini}$ (rigidez tangente)	$M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$	Limite de linearidade da relação momento-rotação de cálculo
$S_j = \frac{S_{j,ini}}{3}$ (rigidez secante)	$M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$	Limite de elasticidade simplificada da relação momento-rotação de cálculo

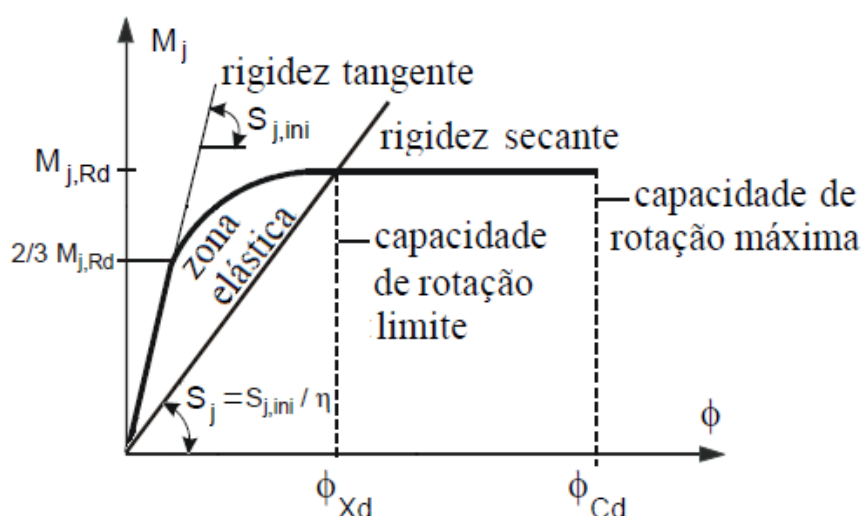


Figura 8 – Relação de cálculo momento-rotação característica de uma ligação (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

- Uma base de coluna semi-rígida pode considerar-se rotulada – sem transmissão de momentos flectores – desde que apresente ductilidade rotacional suficiente (ligação muito flexível, semelhante a uma junta rotulada adoptada na modelação).

Força de compressão da ligação - peça em tê equivalente comprimida

Para distribuir as forças de compressão existentes nas partes comprimidas do pilar coloca-se uma placa de base para efectuar a transmissão destas forças, a qual proporciona uma solução para o problema relacionado com as diferenças de comportamento entre os diferentes materiais (pilar de aço e fundação

de betão) e auxilia a transferência de esforços para que a pressão no apoio não exceda a resistência do betão ao esmagamento (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005).

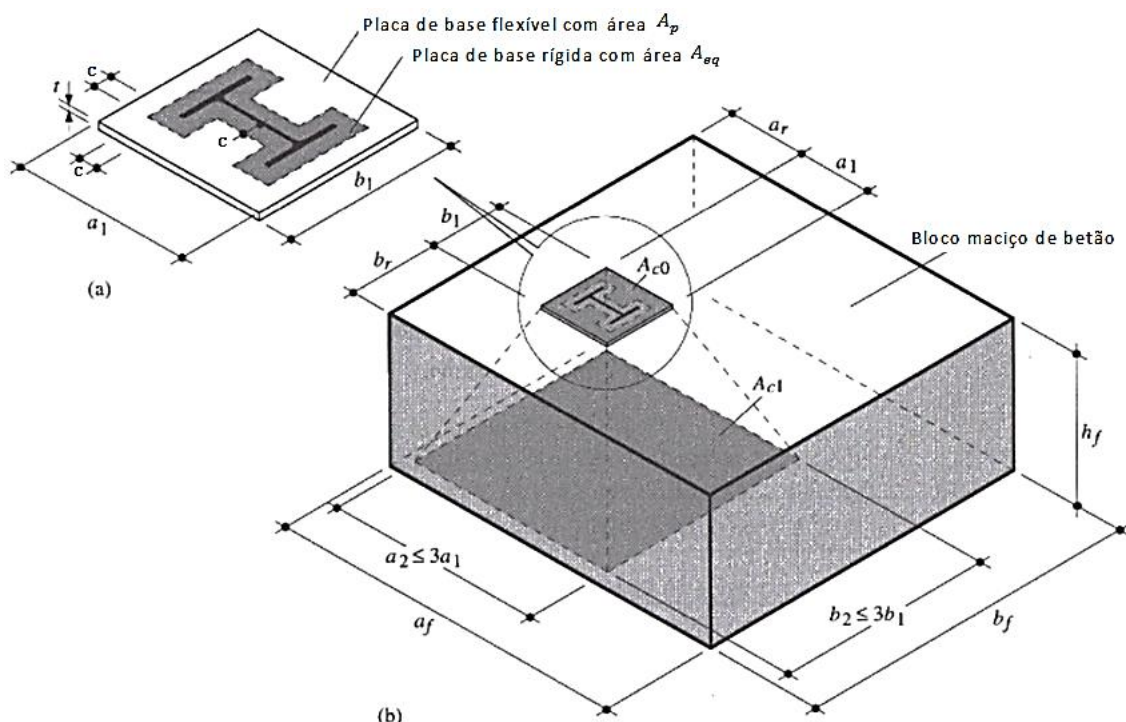


Figura 9 – Placa de base apoiada sobre bloco maciço de betão: a) Placa de base flexível substituída por uma placa rígida equivalente; b) Dimensões do bloco maciço de betão, (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

A resistência do betão ao esmagamento depende da área contributiva para a distribuição da carga por baixo da chapa, sendo que para tal introduz-se um coeficiente designado por factor de concentração k_j (NP EN 1992-1-1, 2010; Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Steenhuis, Wald, Sokol, & Stark, 2008):

$$k_j = \sqrt{\frac{A_{c2}}{A_{c1}}} = \sqrt{\frac{a_2 b_2}{a_1 b_1}}$$

em que:

A_{c1} área carregada considerada igual à área da placa de base;

A_{c2} área máxima com forma geométrica e centro de gravidade idênticos à área carregada, e que contenha essa mesma área considerando o mesmo plano de projecção;

As condições geométricas de restrição à área de distribuição são (Steenhuis, Wald, Sokol, & Stark, 2008; ENV 1993-1-1:1992, 1992), ver Figura 9:

$$a_2 = \text{Min} \begin{cases} a_1 + 2a_r \\ a_1 + h_f \\ 5b_2 \\ 3a_1 \end{cases}, \quad a_2 \geq a_1 \quad ; \quad b_1 = \text{Min} \begin{cases} b_1 + 2b_r \\ b_1 + h_f \\ 5a_2 \\ 3b_1 \end{cases}, \quad b_2 \geq b_1$$

Estas condições consideram o efeito de bordo devido a uma das situações seguintes: proximidade da base do pilar às extremidades do bloco de betão; placas de base com dimensões não proporcionais às do pilar; fundação curta ou fundação comprida.

Quando não ocorre efeito de bordo (consequência da posição geométrica da chapa), então os bordos da base do pilar estão suficientemente afastados das extremidades do bloco de betão, e como tal é imposto um limite igual a 3,0 vezes a dimensão envolvida da chapa de base.

Em (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005) é referido que o factor de concentração k_j está entre 1,0 e 2,0 para fundações curta e entre 2,0 e 3,0 para fundações compridas.

Pode tomar-se o factor de concentração igual a 1,0 porque, ao fazê-lo, corresponde a admitir que a força não está uniformemente distribuída sobre a área carregada (logo, está-se do lado da segurança).

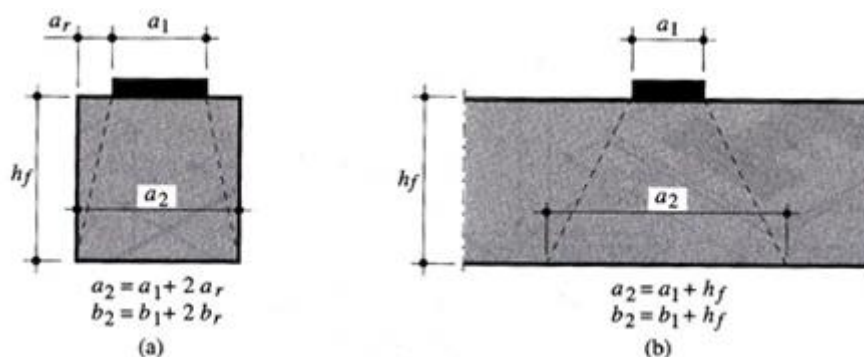


Figura 10 – Tipos de fundação: a) fundação curta; b) fundação comprida (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Uma vez que existe concentração de armadura superior na laje de betão, a placa de base não pode ser incorporada na laje mas numa espessura de reboco. Esta armadura disposta na laje leva em conta os momentos provenientes da base do pilar encastrada (armadura superior de flexão) e o efeito de punçoamento sobre a laje (armaduras de tracção aderentes participantes na taxa de armaduras longitudinais) (ENV 1993-1-1:1992, 1992).

Esta argamassa não afecta a resistência do betão ao esmagamento desde que seja tomada uma espessura t_g adequada em função da tensão de rotura da argamassa à compressão $f_{c,g}$ adoptada (NP EN 1993-1-8, 2010; Silva & Santiago, 2003; ECCS TC10 - Connections/COST C1 - European Project, 1999):

- Argamassa de baixa qualidade $f_{c,g} \geq 0,2f_{cd}$

$$t_g \leq \text{Min}\{50 \text{ mm}; 0,2a_1; 0,2b_1\}$$

- Argamassa de alta qualidade $f_{c,g} \geq f_{cd}$

$$t_g > 50 \text{ mm}$$

Ainda assim, um factor de segurança $\beta_j = 2/3$ deve ser considerado para situações em que a resistência seja menor devido à qualidade da camada de argamassa.

A resistência à compressão localizada da junta (esmagamento localizado) é então (NP EN 1993-1-8, 2010):

$$f_{jd} = \frac{\beta_j k_j f_{ck}}{\gamma_c}$$

em que:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

γ_c coeficiente parcial relativo ao betão para os estados limites últimos em situação de projecto persistente ou transitória (de acordo com (NP EN 1992-1-1, 2010)), o coeficiente parcial para o betão nas condições indicadas é igual a 1,5);

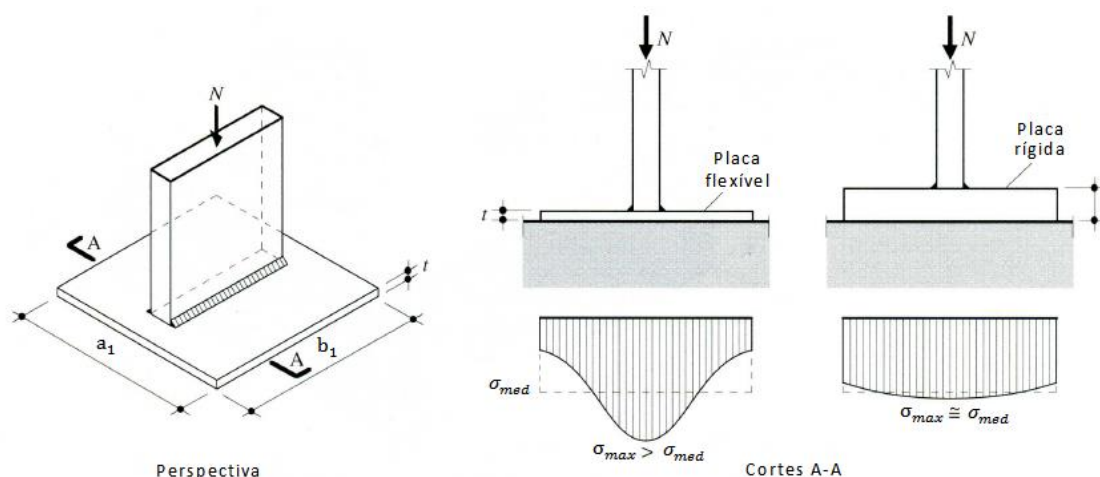


Figura 11 – Transmissão dos esforços através do betão: a) Placa flexível com pressão máxima $\sigma_{max} > \sigma_{med}$; b) Placa rígida com subtil pressão máxima $\sigma_{max} \approx \sigma_{med}$, (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Admitindo uma placa de base suficientemente flexível para que a distribuição de pressões entre a placa e o bloco maciço de betão não seja uniforme (maiores pressões sobre a força e menores pressões junto ao bordo), deve-se neste caso adoptar uma área de chapa equivalente com comportamento rígido onde as tensões instaladas se consideram uniformemente distribuídas (Figura 12). Tal situação é uma simplificação para evitar a determinação exacta da distribuição de pressões sobre a placa, a qual exigiria a compatibilidade de deformações entre a placa e o bloco maciço de betão.

Na Figura 12 mostra-se como a rigidez da placa influencia a distribuição de pressões caracterizada pela pressão máxima σ_{max} e pela pressão média σ_{med} .

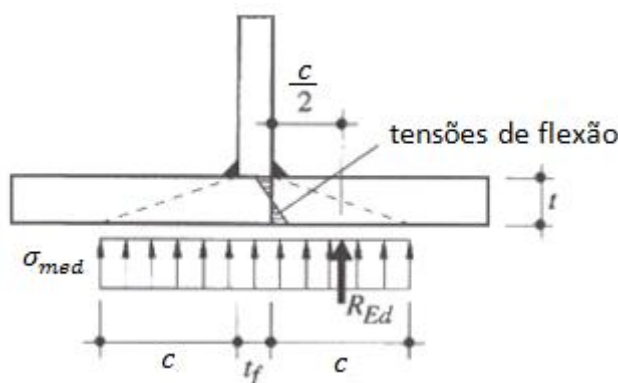


Figura 12 – Flexão da placa devido às tensões de compressão sobre o betão, (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Steenhuis, Wald, Sokol, & Stark, 2008)

Para definir a área de chapa rígida equivalente recorre-se à largura de apoio adicional, c , a qual percorre todo o contorno do pilar (pois, a força de compressão segue a configuração do pilar) e cuja determinação segue as considerações seguintes (ECCS TC10 - Connections/COST C1 - European Project, 1999):

- Admite-se que não ocorrem deformações plásticas, pelo que o momento resistente da placa de base é obtido em regime elástico;

$$M_{Rd,plate} = \frac{f_y \times \overbrace{W_{el}}^{\text{Módulo de flexão elástico da placa}}}{\gamma_{M0}} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{W_{el}}{b_{eff} \times t^2} \right)$$

- Assume-se uma distribuição uniforme de tensões sobre a largura de apoio, tomando-se um modelo de consola com vão c para análise do comportamento estrutural;

$$M_{Sd,plate} = \overbrace{\widehat{R}_{ed}}^{\text{Resultante das tensões no betão}} \times \overbrace{\widehat{c/2}}^{\text{Braço da força resultante}} = \overbrace{(f_{jd} \times c \times b_{eff})}^{R_{ed}} \times \frac{c}{2} = f_{jd} \left(\frac{b_{eff} \times c^2}{2} \right)$$

A largura de apoio obtém-se pela igualdade dos momentos anteriores,

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}}}$$

Além disso, deverão ser tidas em conta as situações seguintes:

- Se em qualquer dos lados, a saliência da placa exceder a largura de apoio, então, a extensão adicional da saliência para além dessa largura c deverá ser negligenciada, ver as Figura 13 (a) e Figura 14 (a);
- Sempre que num lado, a largura de apoio exceder a saliência da placa dever-se-á considerar apenas a extensão existente da placa de base, ver as Figura 13 (b) e Figura 14 (b);
- A área total efectiva de apoio deverá ser corrigida para uma área rectangular simples sempre que a largura de apoio c ocasionar, na área central entre banzos, a anulação do tê equivalente da alma, ver as Figura 14 (c) e (d).

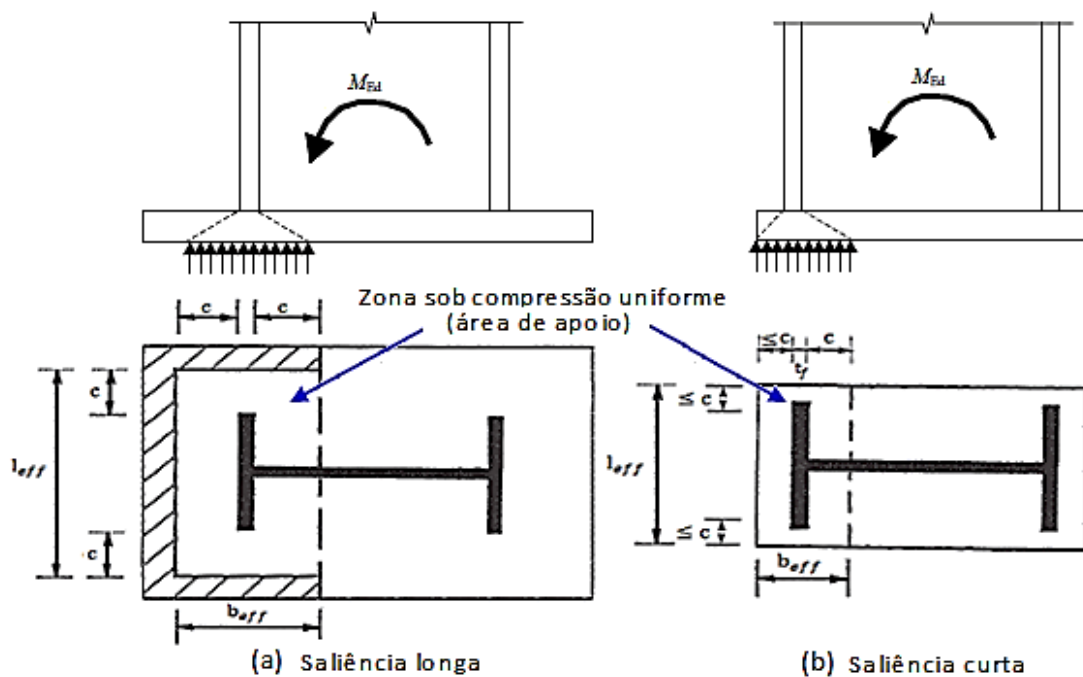


Figura 13 – Base de coluna em flexão simples e respectiva área de peça em tê equivalente comprimida (ENV 1993-1-1:1992, 1992; NP EN 1993-1-8, 2010): (a) projecção larga da placa de base; (b) projecção curta da placa de base

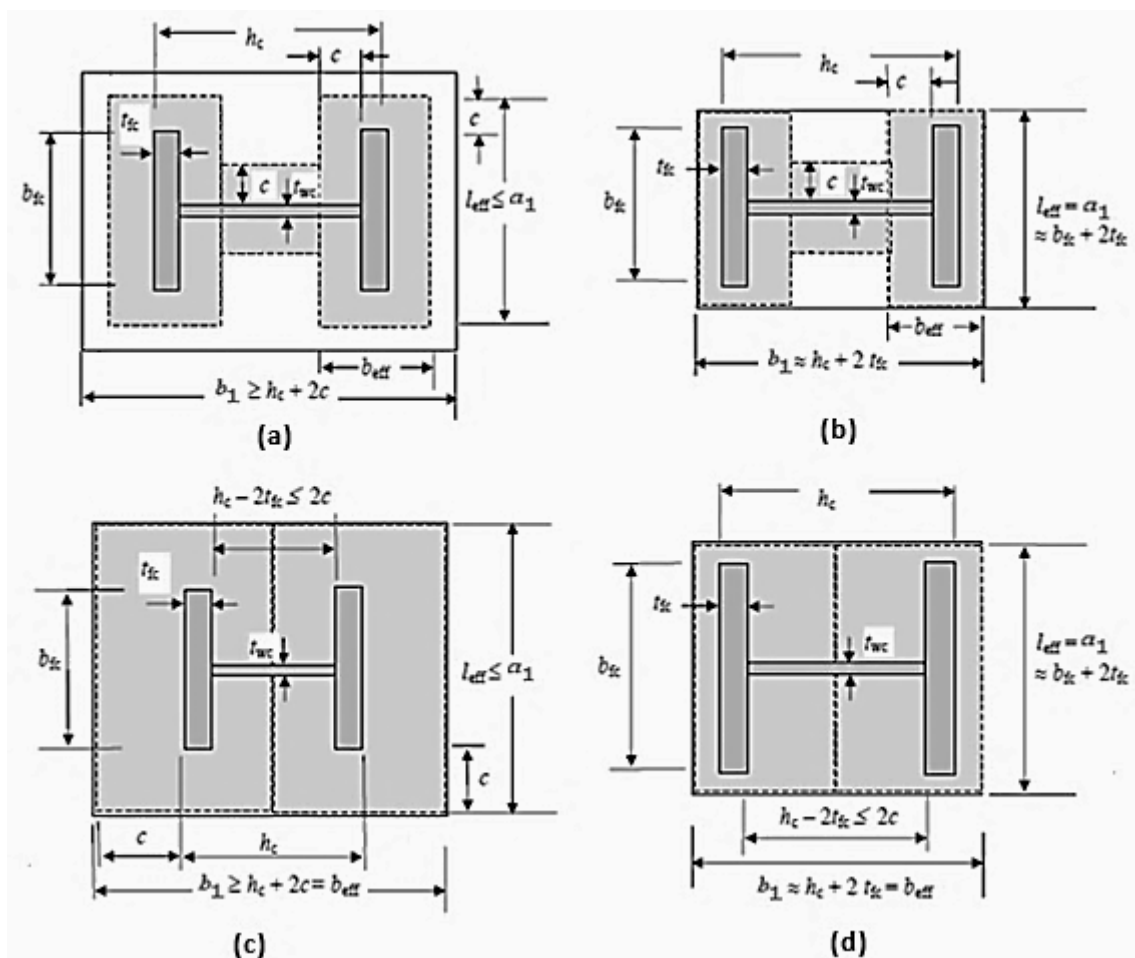


Figura 14 – Áreas das peças em tê equivalente comprimida para base de coluna em compressão simples (NP EN 1993-1-8, 2010; ENV 1993-1-1:1992, 1992; Ryan, 2006): (a) e (b) projecção larga e curta da placa de base sem sobreposição de áreas; (c) e (d) projecção larga e curta da placa de base com sobreposição de áreas

A chapa de base em flexão (sob efeito da pressão na fundação) juntamente com o betão e/ou argamassa de selagem em compressão constituem uma peça em tê equivalente comprimida com comprimento efectivo l_{eff} e largura efectiva b_{eff} , descritos na Figura 13.

A força resistente à compressão de uma placa em tê equivalente é dada do seguinte modo :

$$F_{c,Rd} = f_{jd} l_{eff} b_{eff}$$

Note-se ainda que não é considerado o enrijecimento da placa de base perto da intersecção da alma e banzos do pilar, cujo efeito poderia levar a uma resistência superior em cerca de 3% para secções abertas e 10% para secções tubulares (Steenhuis, Wald, Sokol, & Stark, 2008).

Força de tracção da ligação - peça em tê equivalente traccionada

Para obter a resistência da chapa de base à flexão e chumbadouros traccionados considerou-se a situação de um banzo de uma peça em tê equivalente traccionado.

A força resistente à tracção de uma placa em tê equivalente de comprimento efectivo l_{eff} é definida como a força mínima necessária para ocorrência de rotura (colapso plástico). Os modos de rotura possíveis e as suas condições de equilíbrio dependem das correspondentes resistências plásticas (para explicar o comportamento estrutural tomou-se simplificadamente um tê equivalente aparafusado por uma única linha de parafusos, com duas fiadas de parafusos nessa linha):

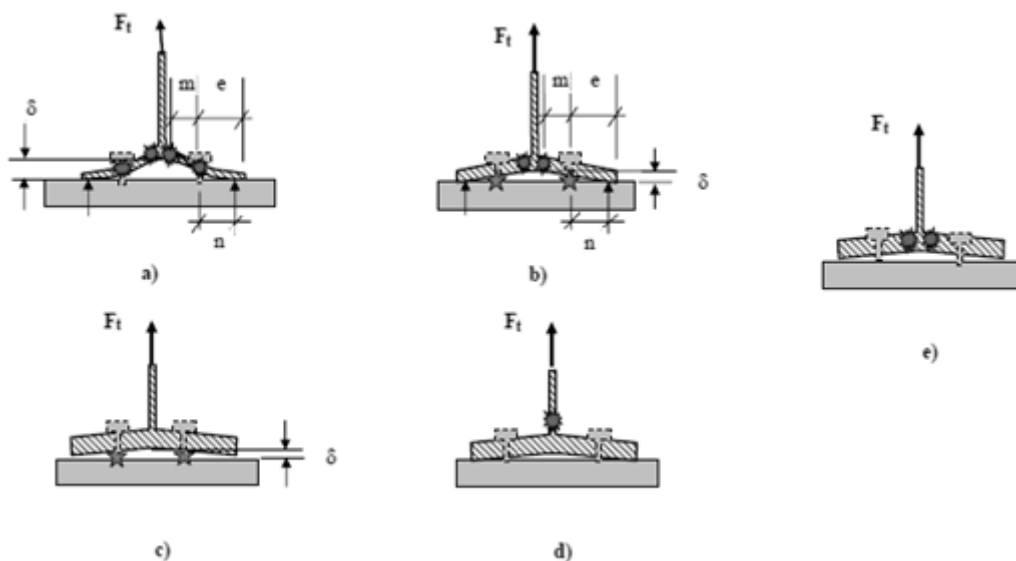


Figura 15 – Modos de rotura possíveis para um tê equivalente em tracção: a) Mecanismo plástico completo (mecanismo tipo 1); b) Mecanismo plástico parcial com rotura do alinhamento dos parafusos (mecanismo tipo 2); c) Rotura do alinhamento dos parafusos (mecanismo tipo 3); d) Cedência da componente do pilar em tracção (mecanismo tipo 4); e) Rotura por cedência da placa em flexão e simultânea separação entre a placa e a fundação devido ao alongamento dos parafusos (mecanismo tipo 1* que substitui os mecanismos tipo 1 e 2) (Ryan, 2006)

- O mecanismo tipo 1 contém quatro rótulas plásticas. Duas destas são provenientes do momento flector provocado pela força de alavanca e estão situadas no centro dos furos (eixo dos parafusos); as outras estão localizadas no ângulo de ligação banzo-alma do tê equivalente.

Escrevendo as equações de equilíbrio com a acção do parafuso concentrada no seu eixo, obtém-se:

$$\begin{cases} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \\ \sum M^{(2)} = M_{f,Rd} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} Q = B - \frac{F_{1,Rd,0}}{2} \\ Bm - Q(n+m) = M_{f,Rd} \\ Qn = M_{f,Rd} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} B = \frac{2n+m}{mn} M_{f,Rd} \\ Q = \frac{M_{f,Rd}}{n} \\ F_{1,Rd,0} = \frac{4M_{f,Rd}}{m} \end{cases}$$

em que:

$M_{f,Rd}$ momento plástico da placa em tê equivalente obtido pela expressão:

$$M_{f,Rd} = \frac{0.25 l_{eff} t_f^2 f_{y,f}}{\gamma_{M0}}$$

em que:

l_{eff} comprimento efectivo do tê equivalente da placa de base associada à menor carga de entre os possíveis mecanismos (Figura 15);

A secção crítica (1) coincide com a rótula plástica localizada na ligação banzo-alma e a secção crítica (2) com a rótula plástica no eixo dos parafusos.

Como alternativa pode-se considerar a influência do tamanho do parafuso, isto é, a acção do parafuso uniformemente distribuída sobre a anilha, cabeça do parafuso ou porca.

Em (ECCS TC10 - Connections/COST C1 - European Project, 1999) é referido que esta abordagem alternativa proporciona maior resistência para o modo 1 em relação à anterior que fornece valores demasiado conservadores. Além disso, este modelo não altera de forma significativa a precisão dos modos 2 e 3.

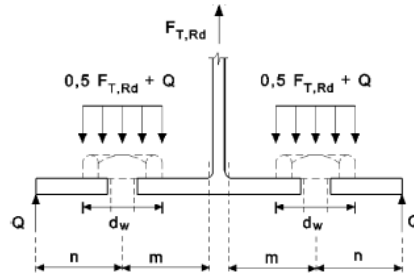


Figura 16 – Influência do tamanho finito do parafuso na resistência de uma peça em T (NP EN 1993-1-8, 2010)

Neste caso, as equações de equilíbrio são:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \\ \sum M^{(2)} = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = qd_w - \frac{F_{1,Rd,0}}{2} \\ qd_w m - Q(n+m) = M_{f,Rd} \\ Qn - q \frac{d_w^2}{8} = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} B = qd_w = \frac{8(m+2n)M_{f,Rd}}{8mn - (m+n)d_w} \\ Q = \frac{(8m + d_w)M_{f,Rd}}{8mn - (m+n)d_w} \\ F_{1,Rd,0} = \frac{(8n - 2e_w)M_{f,Rd}}{2mn - (m+n)e_w} \end{array} \right.$$

- O mecanismo tipo 2 corresponde à rotura dos parafusos e duas rótulas plásticas na ligação banzo-alma do tê equivalente.

Nas equações de equilíbrio, a força do parafuso em situação de plastificação é igual a:

$$B = B_{Rd}$$

A determinação da força resistente do parafuso é dependente da análise de diversos modelos de rotura para os chumbadouros, os quais serão descritos mais á frente.

Assim,

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = B_{Rd} - \frac{F_{2,Rd,0}}{2} \\ B_{Rd} m - Q(n+m) = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{mB_{Rd} - M_{f,Rd}}{m+n} \\ F_{2,Rd,0} = \frac{2M_{f,Rd} + 2nB_{Rd}}{m+n} \end{array} \right.$$

- O mecanismo tipo 3 consiste na rotura dos parafusos sem ocorrência de forças de alavanca e sem rótulas plásticas na chapa de base, isto é, a chapa possui espessura suficiente de modo que o momento flector deixe de ser determinante.

A equação de equilíbrio é então,

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow F_{3,Rd,0} = 2B_{Rd}$$

- O mecanismo tipo 1* é caracterizado pela existência de duas rótulas plásticas na ligação banzo-alma do tê equivalente e ausência de forças de alavanca.

A resistência de dimensionamento obtém-se pelas equações de equilíbrio seguintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} B = \frac{F_{1,Rd,0}^*}{2} \\ Bm = M_{f,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} B = \frac{M_{f,Rd}}{m} \\ F_{1,Rd,0}^* = \frac{2M_{f,Rd}}{m} \end{array} \right.$$

- O mecanismo tipo 4 é descrito pela cedência da componente do pilar em tracção.

O valor de cálculo da resistência é dado pela expressão:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

em que:

$b_{eff,t,wc}$ comprimento efectivo da componente traccionada do pilar considerada igual ao comprimento efectivo da peça em tê equivalente da placa de base, mas não superior ao comprimento real da componente do pilar.

- Um mecanismo plástico suplementar correspondente ao aparecimento de rasgos por corte na placa em torno da cabeça dos parafusos ou anilha deverá também ser considerado.

A resistência de dimensionamento para esta situação de rotura é determinada pela expressão seguinte:

$$F_{Rd,0}^* = \frac{2\pi d_w f_{y,f} t_f}{\sqrt{3}}$$

Dimensionamento de chumbadouros sujeitos à tracção

Nos casos em que os chumbadouros estão sujeitos a uma combinação de tracção com corte deverão satisfazer-se as verificações facultadas em (ETAG No 001, 2010).

A capacidade resistente do chumbadouro à tracção para rotura pelo aço e sem presença de corte, deverá ser determinada da maneira seguinte, (Silva & Santiago, 2003; NP EN 1993-1-8, 2010):

$$B_{Rd} = \beta_b \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \leq \overbrace{B_{p,Rd}}^{\text{Resistência ao punçãoamento}}$$

em que:

β_b coeficiente de redução para varões redondos com roscas abertas por corte:

- roscas fabricadas cumprindo a EN1090: $\beta_b = 1,0$;
- roscas não normalizadas: $\beta_b = 0,85$.

Para garantir o pleno funcionamento do sistema de ancoragem deverão ser considerados os modos de rotura referentes à separação do chumbadouro do betão, os quais não deverão ocorrer antes da cedência do aço:

- Rotura por arrancamento;
- Rotura do cone de betão;
- Rotura por fendilhação de tracção no betão.

As verificações necessárias para qualquer do modo de rotura estão acessíveis em (ETAG No 001, 2010), para chumbadouro isolado ou grupo de chumbadouros.

Nestas verificações deve-se ter em atenção que as ancoragens encontram-se numa zona traccionada do betão, pelo que o betão deverá assumir-se como fendilhado no estado limite último (situação próxima da realidade). A abertura de fendas não deverá ultrapassar 0,3 mm no estado limite último, tal como convencionado em (NP EN 1992-1-1, 2010), para não prejudicar o funcionamento das ancoragens e não tornar o aspecto do elemento de betão inaceitável.

Todavia, não existem indicações para determinar a resistência ao arrancamento, podendo recorrer-se aos métodos seguintes:

- Resistência por aderência entre o betão e o chumbadouro;

Sendo os chumbadouros constituídos por varões de aço de superfície rugosa, as forças instaladas nos varões resultam das tensões de aderência transmitidas para o betão (Figura 18), sendo para tal necessário um comprimento de amarração adequado, não permitindo que ocorra fendilhação longitudinal ou destacamento do betão antes da cedência do chumbadouro (Figura 17).

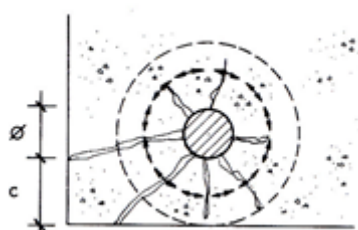


Figura 17 – Fendilhação longitudinal do betão provocada pelas tensões radiais provenientes das nervuras de um varão isolado num canto (D'Arga e Lima, 2011)

Na Tabela 8 estão indicados comprimentos de amarração com terminação recta seguindo as indicações estipuladas em (NP EN 1992-1-1, 2010), bem como as considerações seguintes:

- Desprezam-se os efeitos de longo prazo na resistência e outros resultantes do modo de aplicação da carga;
- Betão com classe de resistência não superior a C50/60;
- Diâmetro nominal do varão de aço não superior a 32 mm;
- Consideram-se varões em condições de boa aderência – os efeitos prejudiciais da formação de argamassa porosa junto ao varão são desprezáveis – quando na ocasião da betonagem ele faz com a horizontal um ângulo entre 45° e 90°, ou situa-se num elemento com espessura não superior a 25 cm na direcção da betonagem; no caso de esta espessura exceder 25 cm, consideram-se ainda condições de boa aderência quando o varão está a menos de 25 cm da face inferior ou a mais de 30 cm da face superior.

Tabela 8 – Comprimento de amarração de referência para varões rectos (Ramos & Lúcio, 2012)

Comprimento de amarração de referência, $l_{b,req}$, para $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$										
Designação do aço	Posição da betonagem	Classe de resistência do betão								
		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
A400NR	Boa aderência	53Ø	43Ø	37Ø	32Ø	29Ø	26Ø	24Ø	22Ø	20Ø
	Fraca Aderência	(75Ø)	(62Ø)	(54Ø)	(46Ø)	(41Ø)	(37Ø)	(34Ø)	(31Ø)	(29Ø)
A500NR	Boa aderência	66Ø	54Ø	47Ø	40Ø	36Ø	32Ø	30Ø	27Ø	25Ø
	Fraca aderência	(94Ø)	(78Ø)	(67Ø)	(58Ø)	(51Ø)	(46Ø)	(42Ø)	(39Ø)	(36Ø)
O comprimento de amarração de referência deverá adequar-se ao diâmetro nominal do varão em causa.										



Figura 18 – Força de tracção equilibrada pelas tensões de aderência desenvolvidas na superfície do varão envolvido no betão (Ramos & Lúcio, 2012)

Em alternativa à amarração recta, poderá adoptar-se uma amarração curva em gancho, a qual é mais eficiente se existir um confinamento do betão lateralmente à curva de amarração – confinamento por armadura transversal e por forte recobrimento do betão (Figura 21) –, permitindo reduzir o comprimento de amarração em 30% (Figura 19), desde que a distância até à extremidade exceda 3ϕ e a distância entre chumbadouros individuais ultrapasse 6ϕ . Sempre que não existir confinamento neste tipo de amarração curva, ela deixa de ser eficaz e podem ocorrer fenómenos de fendimento e destacamento no betão para uma tensão no aço inferior a 300 MPa.

Relativamente à secção de armadura transversal (varões de travamento, estribos ou cintas) recomenda-se que seja pelo menos 20% da secção do varão a amarrar.

O confinamento do betão deverá ser conseguido preferencialmente através de armaduras transversais (estribos e cintas) dispostas em todo o comprimento de amarração com utilização de maior taxa de armaduras na região terminal, isto porque, apesar da resistência oferecida pela aderência ao longo de todo o varão, a curva de amarração é responsável por 30% da resistência total.

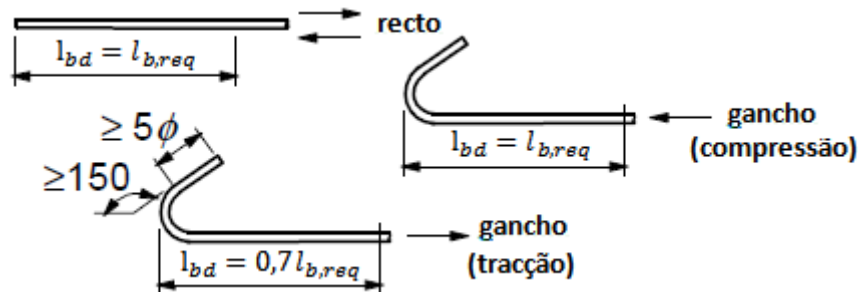


Figura 19 – Amarrações por aderência: recta e gancho corrente (NP EN 1992-1-1, 2010)

- Resistência por chapa de amarração;

A utilização de um chumbadouro munido com chapa de amarração na extremidade é justificada, quando existe uma força de tracção elevada ou restrições geométricas que levem à necessidade de reduzir os comprimentos de amarração.

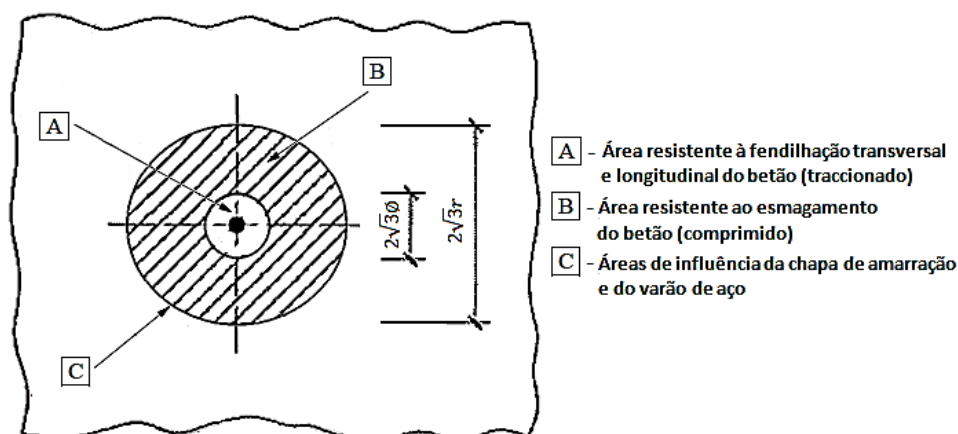


Figura 20 – Área de influência de uma chumbadouro individual com chapa de amarração (Commission des Règles CM 66, 1966; Lescouarc'h Y. , 1988)

Dada a fraca resistência assegurada pela adesão química entre os dois materiais, a resistência oferecida pelo betão à acção mecânica de deslizamento dos varões, leva ao aparecimento de fendas transversais.

Portanto, existe a fendilhação transversal no betão provocada pelas tensões tangenciais (de aderência) exercidas pelas nervuras, seguida de fendilhação longitudinal devido ao aumento da componente radial das tensões tangenciais, fazendo com que, as nervuras esmaguem o betão com o qual contactam (em torno do varão o betão encontra-se traccionado e quando alcançada a tensão de rotura surge a fendilhação longitudinal).

Na ausência de confinamento, a fendilhação longitudinal propaga-se ao longo do varão separando-o do betão que lhe é confinante; seguidamente começam a surgir fendas longitudinais à superfície até se atingir a rotura por destacamento (há uma redução significativa da aderência, no momento em que a primeira fenda longitudinal atinge a superfície).

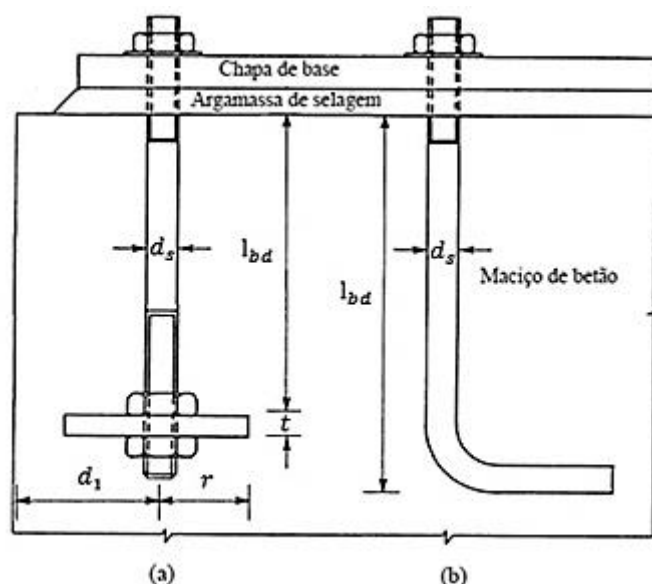


Figura 21 – Fixação de chumbadouros: a) chapa de amarração; b) gancho (NP EN 1993-1-8, 2010)

Na resistência tomada pela chapa de base não deverá estar considerada a área do betão traccionado – área de influência do varão –, pois, essa resistência só é mobilizada com ocorrência de deslizamentos ocasionados pela abertura de fendas transversais.

Num chumbadouro a parcela de resistência devido a uma placa circular de raio r pode ser obtida pela expressão (Lescouarc'h Y. , 1988; Commission des Règles CM 66, 1966):

$$F_{lb,Rd} = \underbrace{\left(\frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \right)}_{\substack{\text{tensão de rotura do} \\ \text{betão à compressão } f_{cd}}} \times 3\pi \times \left(r^2 - \frac{\phi^2}{4} \right) \times \left(1 - \frac{r}{v} \right)$$

em que:

α_{cc} coeficiente que inclui os efeitos de longo prazo na resistência e outros resultantes do modo de aplicação da carga, sendo neste caso, tomado igual a 0,85 para representar adequadamente o comportamento do betão;

v restrição geométrica definida pela distância à superfície exterior do betão mais próxima, ver Figura 21: $v = \text{Min}\{l_{bd}; d_1\}$;

A parcela relacionada à aderência pode também ser adicionada, (Marreiros & Lúcio, 2005):

$$F_{bd,Rd} = \underbrace{\phi\pi}_{\substack{\text{Perímetro do} \\ \text{varão } u_s}} \times l_{bd} \times f_{bd}$$

f_{bd} tensão de rotura de aderência que deverá ser calculada de acordo com a (NP EN 1992-1-1, 2010);

l_{bd} comprimento de amarração obedecendo à seguinte condição:

$$l_{bd} \geq \text{Max}\{0,3l_{b,req}; 10\phi; 100\}$$

Devem-se ainda respeitar-se os valores mínimos de amarração estabelecidos na (NP EN 1992-1-1, 2010).

Obviamente, está-se do lado da segurança ao ignorar a contribuição da aderência. (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005) afirmam que esta parcela não deve ser incluída, para que a força exercida pelo chumbadouro seja exclusivamente resistida pela chapa de amarração.

Na região da chapa de amarração surgem elevadas tensões de compressão que levam ao esmagamento do betão; no entanto, para assegurar esse mecanismo torna-se necessário que a rotura por corte não ocorra na chapa de amarração. Para satisfazer essa restrição e simultaneamente evitar que a flecha máxima causada pelo carregamento exceda $r/100$, deverá cumprir-se a seguinte condição:

$$t \geq 8r \sqrt[3]{\frac{f_{cd}}{E_s}}$$

Este critério está do lado da segurança e corresponde à rigidez necessária para impedir os rasgos localizados na proximidade do centro geométrico da chapa de amarração.

Mecanismos de colapso

Os efeitos de alavanca devem ser considerados quando o alongamento dos chumbadouros em tracção for inferior ao deslocamento do tê equivalente da placa em flexão.

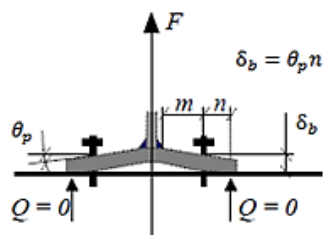


Figura 22 – Deformação do tê equivalente quando a força de alavanca Q desaparece (Gizejowski & Barszcz, 2000)

A ocorrência de contacto, ou não, entre a chapa e a base pode ser estabelecida através da deformabilidade do parafuso. Em (NP EN 1993-1-8, 2010; Wald, Sokol, & Jaspart, Heron Journal 53, 2008) considera-se a possibilidade de ocorrerem forças de alavanca quando é verificada a condição seguinte:

$$L_b \leq L_b^* = \frac{7 m^2 n A_s}{l_{eff} t^3}$$

em que:

L_b^* comprimento limite do chumbadouro para que não ocorram de forças de alavanca; L_b comprimento do chumbadouro sujeito a alongamento determinado da seguinte maneira:

$$L_b = L_{bf} + L_{be}$$

em que:

L_{bf} comprimento físico livre dado pelo somatório das espessuras seguintes: camada de argamassa, chapa, anilha, e metade da altura da porca;

L_{be} comprimento embutido livre considerado igual a 8 vezes o diâmetro do chumbadouro, d .

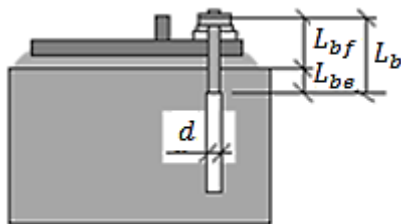


Figura 23 – Comprimento efectivo livre de um chumbadouro (Gizejowski & Barszcz, 2000)

Na ocorrência do mecanismo do tipo 1*, desenvolvem-se deformações suficientes na placa de base propiciando o contacto entre o bloco de betão e as extremidades do tê equivalente da placa, e originando forças de alavanca. Deste modo, seria possível incrementar a carga até se atingir os mecanismos de colapso 1 ou 2; porém a exigência de maiores deformações numa análise plástica torna-se não razoável e assim ignora-se esta força extra por razões de segurança.

Os modos de colapso 1 e 2 envolvendo forças de alavanca permitem obter menores valores de momento levando a chapas mais finas. Contudo, penalizam o dimensionamento dos parafusos pois exigem-lhes maior força resistente.

Em (NP EN 1993-1-8, 2010) os efeitos de alavanca possíveis de ocorrer não são contemplados para o dimensionamento da espessura da chapa de base; no entanto estão considerados no dimensionamento dos chumbadouros.

O comprimento total efectivo de uma peça em tê equivalente, com uma ou várias linhas de parafusos, representa a largura da placa do banzo que contribui para a transmissão da carga.

Para isso, devem-se contemplar todos os mecanismos de colapso plástico, no banzo da peça em tê equivalente, desenvolvidos pelas linhas de cedência definidas em padrão viga e padrões placa com ou sem troços circulares (não podendo exceder a largura real do banzo).

Numa placa de base, a parte saliente deverá ser considerada como uma série de peças em tê equivalente, e o comprimento total equivalente do banzo (não coincide obrigatoriamente com o comprimento físico da chapa de base) é igual ao somatório do comprimento efectivo de cada fiada de parafusos, como indicado na Figura 24. Isto porque a parte saliente da placa de base é considerada como uma chapa de extremidade sujeita à flexão.

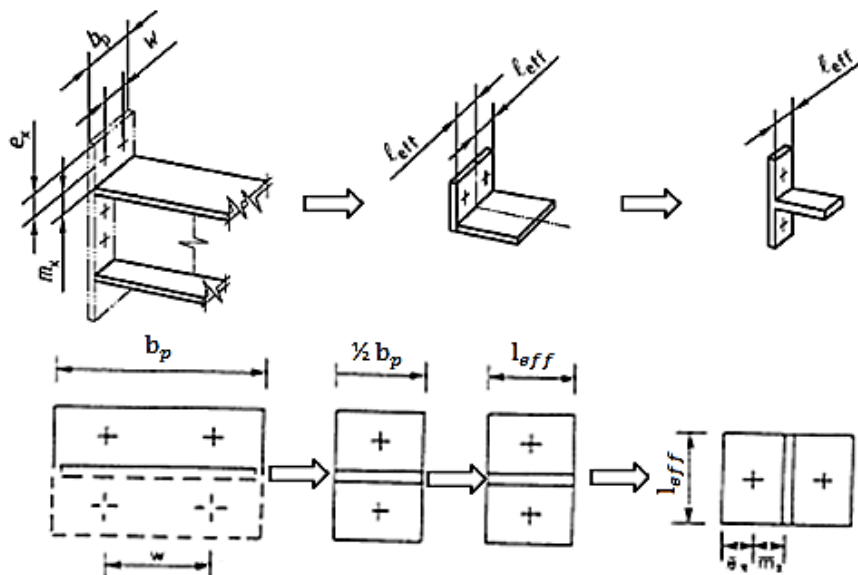


Figura 24 – Modelação de uma chapa de extremidade saliente sob a forma de peças em T separadas (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

Os mecanismos possíveis de ocorrência num grupo de linhas de parafusos dependem do espaçamento entre parafusos, da distância entre o eixo do parafuso e a secção correspondente à posição de rotula plástica no ângulo de ligação banzo-alma m , e do afastamento entre o eixo do parafuso e o bordo do banzo, n .

Na consideração de múltiplas linhas de parafusos, estas podem comportar-se como uma linha isolada de parafusos ou como um grupo de parafusos; o comprimento efectivo do grupo é determinado pelo somatório dos comprimentos efectivos de cada fiada de parafusos.

No entanto, a força resistente de uma linha de parafusos considerada como parte integrante num grupo não deverá exceder a força obtida considerando apenas essa fiada de parafusos isolada. Pode haver necessidade de modelar um grupo de linhas de parafusos em linhas separadas e utilizar uma peça em tê equivalente para cada uma delas.

Seguindo as recomendações em (NP EN 1993-1-8, 2010; SCI/BCSA Connections Group, 1997) para um banzo com parafusos, o seu comprimento efectivo é tomado como o mínimo de entre os mecanismos possíveis das linhas de cedência (ver Figura 25):

- Para uma única linha de parafusos (considerando apenas um lado do banzo)
 - (i) Parafuso isolado em padrão circular centrado: $l_{eff,1} = \pi m$
 - (ii) Parafuso isolado em padrão não circular de bordo: $l_{eff,2} = 2m + 0,625e$
 - (iii) Parafuso isolado em padrão não circular de canto: $l_{eff,3} = m + 0,3125e + \frac{e_x}{2}$
 - (iv) Parafuso isolado em padrão viga: $l_{eff,4} = \frac{b_p}{2}$

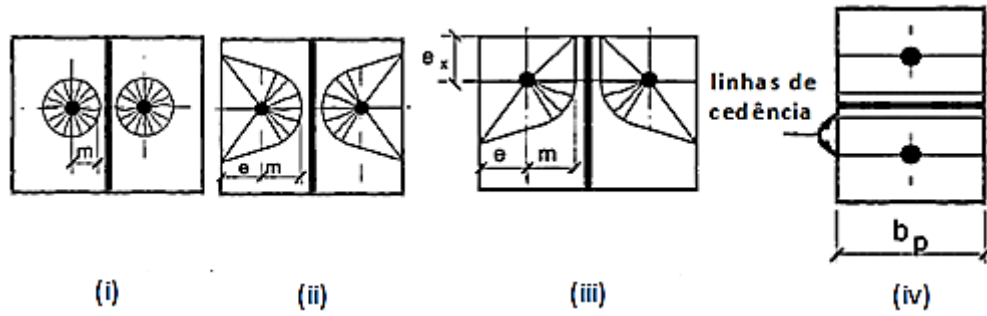


Figura 25 – Par de parafusos, numa chapa de extremidade ou num banzo de pilar, separados pela alma: (i) cedência circular; (ii) cedência lateral; (iii) cedência de canto; (iv) dupla curvatura (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

- Para um grupo de duas linhas de parafusos (considerando apenas um lado do banzo)
 - (i) Parafusos em padrão circular centrado: $l_{eff,1} = 2\pi m$
 - (ii) Parafusos em padrão circular de canto: $l_{eff,2} = \pi m + 2e_x$
 - (iii) Parafusos em padrão não circular de bordo: $l_{eff,3} = 4m + 1,25e$
 - (iv) Parafusos em padrão não circular de canto: $l_{eff,4} = 2m + 0,625e + e_x$
 - (v) Parafusos combinados em padrão viga: $l_{eff,5} = \frac{b_p}{2}$
 - (vi) Parafusos combinados em padrão circular: $l_{eff,6} = \pi m + p$
 - (vii) Parafusos combinados em padrão não circular: $l_{eff,7} = 2m + 0,625e + 0,5p$

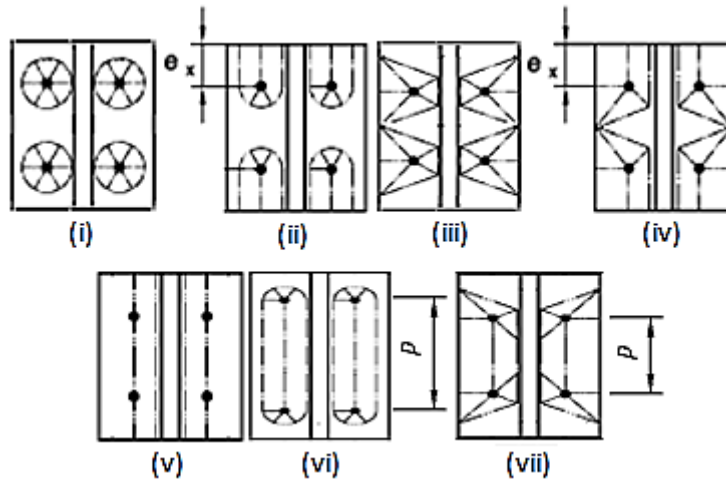


Figura 26 – Mecanismos com linhas de cedências para um tê equivalente aparafusado com duas fiadas de parafusos: (i) cedência circular; (ii) e (iv) cedência de canto; (iii) cedência lateral; (v) dupla curvatura (vi) e (vii) cedência combinada entre parafusos (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

- Para um par de parafusos numa extensão de chapa
 - (i) Parafusos em padrão circular centrado: $l_{eff,1} = 2\pi m_x$
 - (ii) Parafusos em padrão circular de canto: $l_{eff,2} = \pi m_x + 2e$
 - (iii) Parafusos em padrão não circular de bordo: $l_{eff,3} = 4m_x + 1,25e_x$
 - (iv) Parafusos em padrão não circular de canto: $l_{eff,4} = 2m_x + 0,625e_x + e$
 - (v) Parafusos combinados em padrão viga: $l_{eff,5} = \frac{b_p}{2}$
 - (vi) Parafusos combinados em padrão circular: $l_{eff,6} = \pi m_x + w$
 - (vii) Parafusos combinados em padrão não circular: $l_{eff,7} = 2m_x + 0,625e_x + \frac{w}{2}$

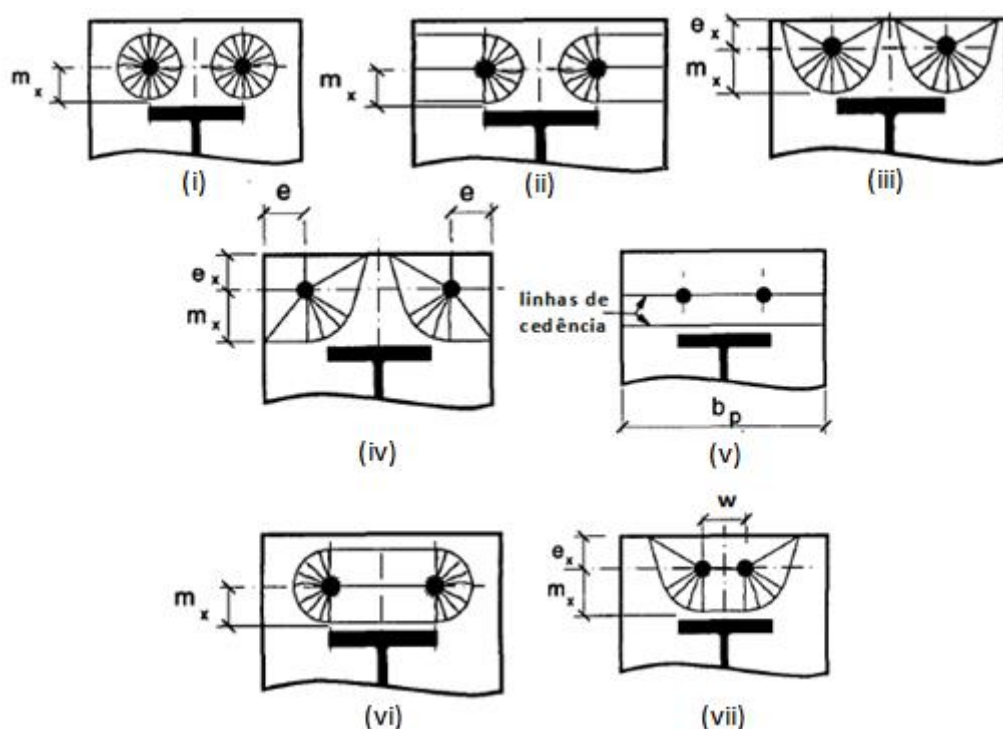


Figura 27 – Mecanismos de rotura plástica de uma chapa de extremidade com duas fiadas de parafusos analisada como uma peça em tê equivalente (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

Em (NP EN 1993-1-8, 2010) as linhas de cedência distinguem-se em padrão circular e não circular e fornecem comprimentos efectivos específicos para o tê equivalente:

- $l_{eff,cp}$ com troços circulares;
- $l_{eff,np}$ sem troços circulares;

Estes padrões estão também relacionados com a ocorrência, ou não, de forças de alavanca entre o banzo da peça em tê equivalente e a base de apoio, sucedendo o padrão circular na ausência de efeito alavanca e o contrário para o padrão não circular.

Relativamente às conjugações entre modos de rotura e padrões de cedência, são feitas as recomendações seguintes:

- Modo 1: Este mecanismo está associado à cedência completa da placa pelo que a presença, ou não, de forças de alavanca não altera o modo de rotura. São assim aplicáveis os padrões circular e não circular;
- Modo 2: Neste mecanismo, o efeito de alavanca produz acréscimo de carga nos parafusos levando-os à rotura. Portanto, apenas o padrão não circular é tido em conta;
- Modo 3: Este mecanismo continua a ser aplicável em qualquer tê equivalente sem restrição de padrões de cedência;

Em conclusão, o valor específico do comprimento efectivo consoante o modo de colapso é então:

Modo 1	$l_{eff,1} = \text{Min}\{l_{eff,cp}; l_{eff,nc}\}$
Modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$
Modo3	-

Considerações especiais para bases de pilares RHS

Para a fiada de quatro parafusos compreendida na extensão da chapa de base, as regras anteriormente referidas para obter o comprimento efectivo de um banzo a partir de mecanismos de rotura plástica podem ser aplicadas para pilares RHS.

Para o cálculo do momento plástico resistente da chapa, $M_{f,Rd}$, é admissível considerarem-se todos os parafusos em tracção desde que estes estejam na proximidade da componente traccionada.

Um padrão particular de cedência de canto, admitindo ausência de forças de alavanca, é devido a parafusos situados fora dos limites do banzo do pilar RHS. O comprimento efectivo referente ao mecanismo de colapso é dependente da distância m adoptada:

a) Parafuso com distância distinta (ver Figura 28 a)

$$l_{eff,a} = \frac{m_a \sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \times \frac{\sqrt{e_a^2 + e_b^2}}{e_a e_b}$$

em que,

$$m_a = \frac{\sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{2} - \sqrt{e_a^2 + e_b^2}$$

a) Parafusos com igual distância (ver Figura 28 b)

$$l_{eff,b} = \frac{\sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \times \left(\frac{e_a}{e_b} + \frac{e_b}{e_a} \right)$$

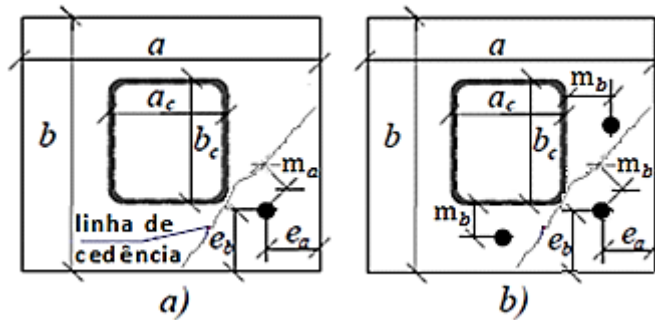


Figura 28 - Mecanismo de rotura plástica numa chapa de base para um parafuso fora da largura do banzo do pilar (Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J.P, 2000)

Este padrão complementar deverá ser tido como mais uma opção no grupo de padrão circular, pois ambos se desenvolvem na ausência de forças de alavanca, (Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J.P, 2000).

Deste modo, os mecanismos de rotura plástica (sem ponderação das dimensões da placa ou espaçamento dos parafusos) são:

(i) Padrão circular (ver Figura 29)

- Quatro parafusos isolados em cedência centrada: $l_{eff,a} = 4\pi m_x$
- Dois grupos de dois parafusos em cedência agrupada: $l_{eff,b} = 2\pi m_x + 2w_1$
- Dois parafusos em cedência agrupada e outros dois isolados em cedência centrada: $l_{eff,c} = 3\pi m_x + w_2$
- Dois parafusos em cedência agrupada e outros dois isolados em cedência de canto: $l_{eff,d} = 2\pi m_x + w_2 + 2e$

- e. Dois grupos de dois parafusos em cedência de canto: $l_{eff,e} = \pi m_x + 2w_1 + 2e$
- f. Dois parafusos isolados em cedência centrada e outros dois isolados em cedência de canto: $l_{eff,f} = 3\pi m_x + 2e$
- g. Quatro parafusos em cedência agrupada: $l_{eff,g} = \pi m_x + 2w_1 + w_2$

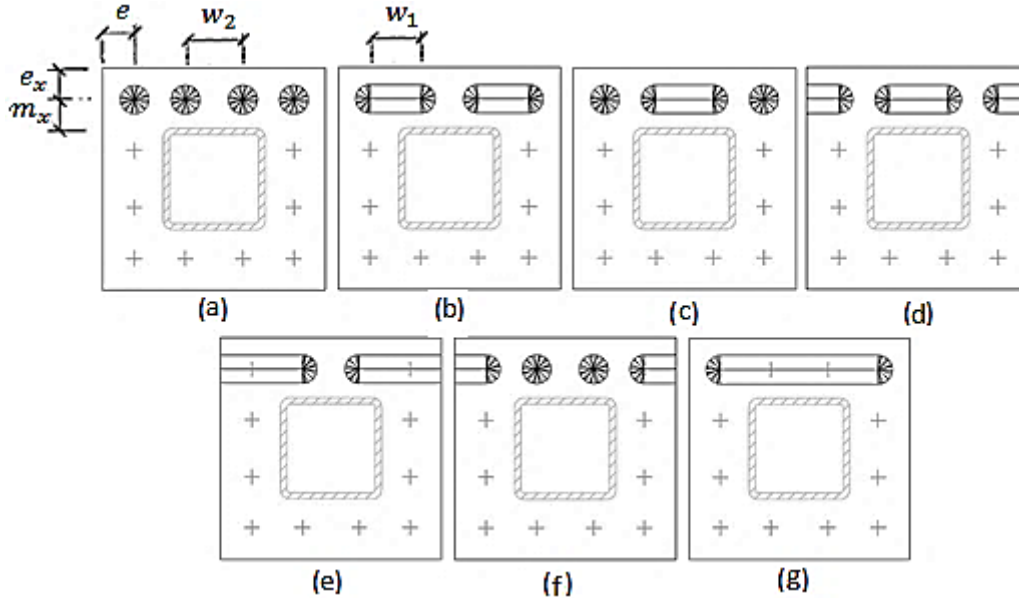


Figura 29 – Mecanismos de rotura plástica possíveis em padrão circular para um grupo de quatro linhas de parafusos

(ii) Padrão viga (ver Figura 30)

- h. Quatro parafusos em cedência agrupada: $l_{eff,h} = \frac{b_p}{2}$

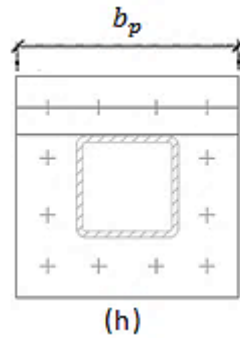


Figura 30 – Mecanismo de rotura plástica em padrão viga para um grupo de quatro linhas de parafusos

(iii) Padrão não circular (ver Figura 31)

- i. Quatro parafusos isolados em cedência de bordo: $l_{eff,i} = 8m_x + 2,5e_x$
- j. Dois grupos de dois parafusos em cedência de bordo: $l_{eff,j} = 4m_x + 1,25e_x + w_1$
- k. Dois parafusos combinados em cedência de bordo e outros dois isolados em cedência de bordo: $l_{eff,k} = 6m_x + 1,875e_x + 0,5w_2$
- l. Dois parafusos combinados em cedência de bordo e outros dois isolados em cedência de canto: $l_{eff,l} = 4m_x + 1,25e_x + e + 0,5w_2$
- m. Dois grupos de dois parafusos em cedência de canto: $l_{eff,m} = 2m_x + 0,625e_x + e + w_1$
- n. Dois parafusos isolados em cedência de bordo e outros dois isolados em cedência de canto: $l_{eff,n} = 6m_x + 1,875e_x + e$

- o. Quatro parafusos combinados em cedência de bordo: $l_{eff,o} = 2m_x + 0,625e_x + w_1 + 0,5w_2$

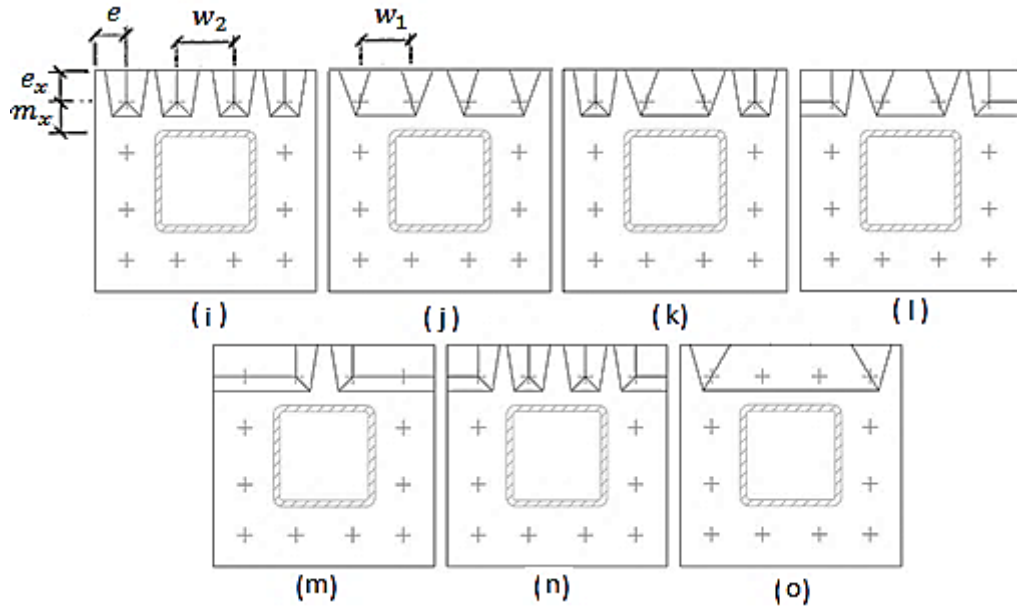


Figura 31 – Mecanismos de rotura plástica possíveis em padrão não circular para um grupo de quatro linhas de parafusos

- (iv) Padrão circular e padrão complementar atendendo aos parafusos fora da largura dos banzos (ver Figura 32)

- p. Dois parafusos isolados em cedência de canto e outros dois isolados em

cedência centrada: $l_{eff,p} = 2\pi m_x + \frac{m_a \sqrt{(a-a_c)^2 + (b-b_c)^2}}{8} \times \frac{\sqrt{e_a^2 + e_b^2}}{e_a e_b}$

- q. Dois parafusos isolados em cedência de canto e outros dois em cedência

agrupada: $l_{eff,q} = \pi m_x + w_2 + \frac{m_a \sqrt{(a-a_c)^2 + (b-b_c)^2}}{8} \times \frac{\sqrt{e_a^2 + e_b^2}}{e_a e_b}$

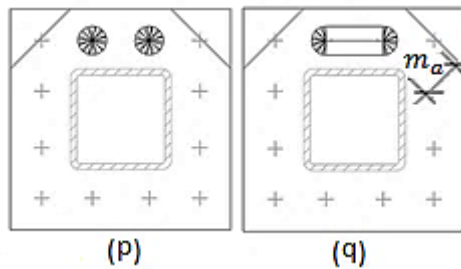


Figura 32 - Mecanismos de rotura plástica possíveis na ausência de forças de alavanca em um grupo de quatro linhas de parafusos

Além disso, diferentes modos de rotura plástica devem ser considerados consoante a ocorrência, ou não, de efeitos de alavanca (isto é, diferentes configurações da deformada em correspondência com o alongamento dos parafusos e a capacidade da chapa em flexão).

Na situação de efeito de alavanca nos modos de rotura (modos 1 e 2), são recomendadas as regras indicadas em (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998), as quais são descritas por (Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J.P, 2000) como dando resultados satisfatórios em placas de base com chumbadouros de fixação localizados fora dos banzos do pilar RHS.

Em relação ao modo de rotura sem efeito de alavanca (modo 1*), ambos os padrões circular e não circular devem ser considerados, e assim o comprimento efectivo é obtido da mesma maneira que para

o modo 1 (situação justificada pela semelhança entre os modos). Estas considerações são provenientes de (Ryan, 2006), (Wald, Sokol, & Jaspart, 2008) e (ECCS TC10 - Connections/COST C1 - European Project, 1999).

Portanto, os valores específicos do comprimento efectivo para os diferentes mecanismos de rotura são:

Modo 1	$l_{eff,1} = \text{Min}\{l_{eff,cp}; l_{eff,nc}\}$
Modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$
Modo 3	-
Modo 1*	$l_{eff,1^*} = l_{eff,1}$

em que:

$$l_{eff,cp} = \text{Min}\{l_{eff,a}; l_{eff,b}; l_{eff,c}; l_{eff,d}; l_{eff,e}; l_{eff,f}; l_{eff,g}; l_{eff,p}; l_{eff,q}\}$$

e

$$l_{eff,nc} = \text{Min}\{l_{eff,h}; l_{eff,i}; l_{eff,j}; l_{eff,k}; l_{eff,l}; l_{eff,m}; l_{eff,n}; l_{eff,o}\}$$

Forças horizontais na base de coluna

Numa base de coluna, a transmissão de esforço transversal pode ser assegurada pelos mecanismos seguintes:

- Resistência de fricção produzida pelo contacto da camada de argamassa com diferentes superfícies (placa de base e bloco de betão) na presença de um esforço de compressão na coluna

A resistência ao atrito é determinada do seguinte modo, (Gresnigt, N.; Romeijn, A.; Wald, F.; Steenhuis, M., 2008):

$$F_{f,Rd} = C_{f,Rd} \cdot N_{C,Ed}$$

Na maior parte dos casos não existe participação de mais nenhum método, pelo que a resistência ao corte deverá ser considerada igual a:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd}$$

em que:

$N_{C,Ed}$ esforço normal de compressão actuante na coluna

$C_{f,Rd}$ coeficiente de atrito entre a placa de base e a camada de argamassa. Para efeitos de cálculo, poderão adoptar-se as capacidades de atrito seguintes :

- Argamassa com aderência melhorada (adição de aditivo) (Gresnigt, N.; Romeijn, A.; Wald, F.; Steenhuis, M., 2008; Silva & Santiago, 2003)

$$C_{f,Rd} = 0,30$$

- Argamassa de areia e cimento

Espessura da camada	Coeficiente de atrito
$t_g \leq 3 \text{ mm}$	$C_{f,Rd} = 0,267$
$t_g > 3 \text{ mm}$	$C_{f,Rd} = 0,20$

É mais habitual definir uma espessura de argamassa de 30 mm, existindo raras excepções com mais de 50 mm.

- Resistência de dimensionamento dos chumbadouros ao corte;

Os chumbadouros têm um deslocamento horizontal δ_h provocado pela força horizontal $F_{v,Ed}$ na placa de base, o que corresponde não apenas a corte nos chumbadouros mas também a flexão se existir uma distância relevante entre a resultante da força de corte e a superfície de betão, como mostra a Figura 33. A deformação causada nos chumbadouros (deslocamento horizontal da placa de base) corresponde ainda ao desenvolvimento de tracção devida a efeitos de segunda ordem.

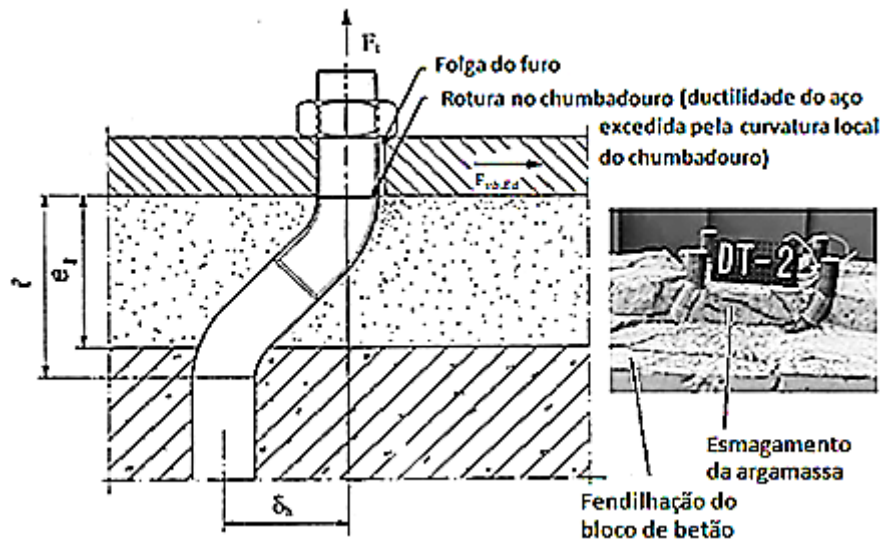


Figura 33 – Deformação de um chumbadoro sujeito a corte e tracção (Gresnigt, N.; Romeijn, A.; Wald, F.; Steenhuis, M., 2008)

A flexão do chumbadoro despreza-se quando a camada de argamassa tem espessura $t_g \leq 3mm$ (inclui a colocação da placa de base directamente no betão).

Na Figura 34 está indicado o esquema estrutural de um chumbadoro sujeito à flexão, o qual constitui uma consola com vão igual à espessura de argamassa, acrescido de metade do diâmetro do chumbadoro, se não existirem uma porca e anilha directamente fixadas contra a superfície de betão.

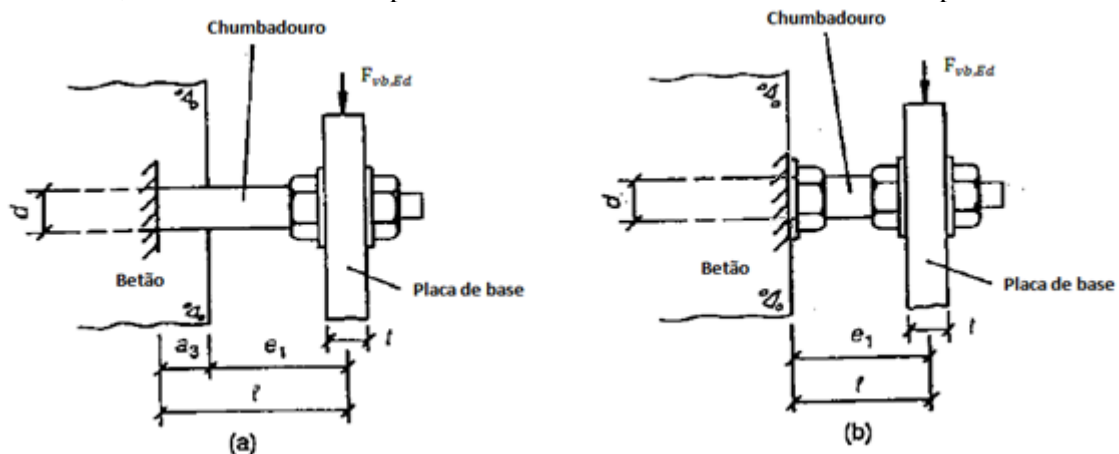


Figura 34 – Esquema estrutural do chumbadoro para força horizontal na placa de base

A resistência ao esforço transversal de um chumbadoro é determinada para uma relação entre a extensão local no chumbadoro e o deslocamento horizontal. Quanto maior a capacidade de extensão (ductilidade do material), maior o deslocamento horizontal permitido e consequentemente maior a resistência ao esforço transversal.

Considerando os aspectos indicados, é adoptado em (NP EN 1993-1-8, 2010) para cálculo da força rotura do chumbadouro o método simplificado seguinte:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \leq \overbrace{F_{b,Rd}}^{\text{Resistência ao esmagamento}}$$

em que:

α_{bc} coeficiente para atender à ductilidade da classe do chumbadouro, dado por:

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

f_{yb} tensão de cedência para a classe do chumbadouro adoptada.

Para que o sistema de ancoragem seja adequado, deve-se assegurar que a segurança da ligação não é condicionada pela resistência do betão ao esmagamento. Para isso são necessárias as verificações seguintes:

- (a) Rotura por levantamento do betão através do efeito de alavanca;
- (b) Rotura por arrancamento no bordo da peça de betão;

Estas verificações estão acessíveis em (ETAG No 001, 2010), para chumbadouro isolado ou grupo de chumbadouros.

Nestas verificações deve-se ter em atenção que as ancoragens (solicitadas ao corte) estão em betão não fendilhado quando o estado de tensão na situação de serviço é descrito pela condição $\sigma_c \leq 0$, tomando as tensões instaladas no betão devidas: às cargas exteriores induzidas, à retracção do betão, às variações de temperatura e aos deslocamentos do suporte. No entanto, a condição anterior só é válida para esforços não superiores a 60 kN nas ancoragens, quando tomadas individualmente. Além disso, está-se sempre do lado da segurança ao admitir a ancoragem em betão fendilhado.

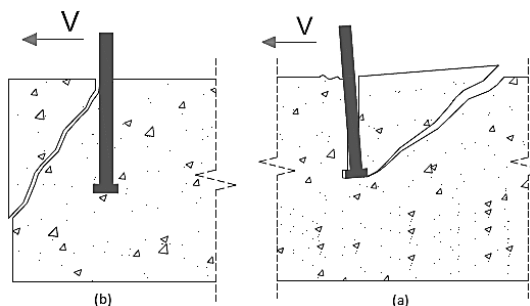


Figura 35 – Modos de rotura da ligação pelo betão: (a) Arrancamento através do efeito de alavanca; (b) Arrancamento pelo bordo da peça de betão

Nos casos em que os chumbadouros estão sujeitos a uma combinação de tracção com corte deverão satisfazer-se as verificações facultadas em (ETAG No 001, 2010).

Disposições construtivas na utilização dos chumbadouros ao corte

Para assegurar uma transferência de corte efectiva pelos chumbadouros, as seguintes precauções devem ser tomadas:

- 1) Os furos dos chumbadouros devem ter folgas normalizadas (punçoados de fábrica);

Estes furos não podem ser alterados pelo que, em obra, os chumbadouros são envolvidos com uma luva de cartão ou PVC aquando da betonagem, permitindo que o chumbadouro se desloque para ajustamento à chapa de base. Após a betonagem, deve-se retirar o cartão e preencher o espaço com calda de cimento ou resina de dois componentes.

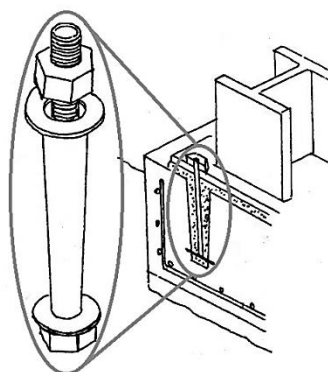


Figura 36 – Chumbadouro com luva em PVC ou cartão a remover depois da betonagem, sendo o espaço preenchido com calda de cimento, (Mascarenhas, 2006)

No entanto, indica-se em (Ryan, 2006) que a solução dos chumbadouros betonados em invólucros não oferece garantias absolutas de que estes mantenham um comportamento seguro ao corte. Deve pois colocar-se uma chapa de amarração soldada à placa de base para assegurar a perfeita transmissão da força de corte para os chumbadouros. Além disso, as placas de amarração reduzem os furos sobredimensionados contabilizados pelas tolerâncias habituais de posicionamento restringindo o movimento lateral da placa de base.

Para as placas de amarração recomenda-se uma dimensão de furos circulares não superior a $d + 1,5$ mm, em que d é o diâmetro nominal do chumbadouro.

- 2) Somente chumbadouros que estão na zona comprimida devem ser usados para transmissão da força de corte;

Esta condição evita que os parafusos atinjam a fase de endurecimento, o que pode ocorrer caso existam forças de tracção desenvolvidas pela deformação do chumbadouro à flexão.

- 3) Resistência de dimensionamento de um troço de perfil incorporado no bloco de betão e soldado á face inferior da placa de base;

Este troço de perfil deve estar preferencialmente centrado na origem do sistema de eixos da coluna e possuir uma profundidade de referência mínima de 300 mm.

A sua acomodação é assegurada por um compartimento no bloco de betão (dimensão e profundidade suficientes), o qual deve preencher-se com betão de retracção controlada, depois de estar garantido o correcto posicionamento da coluna e dos chumbadouros envolvidos pelo compartimento (ver Figura 37).

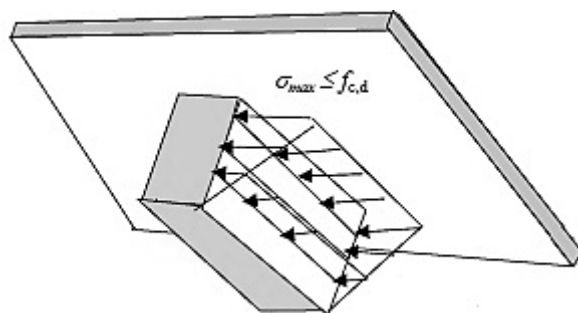


Figura 37 – Distribuição triangular de pressões no dispositivo para resistir ao corte, “shear nib”

Admitindo que o troço de perfil está embutido no bloco de betão (transmissão do esforço transversal para a fundação pelo troço de perfil), a resistência ao corte do troço de perfil é efectuada por apoio lateral, isto é, desenvolvem-se tensões de compressão sobre a superfície vertical oposta ao sentido da acção actuante (Figura 37). No entanto, esta colocação do troço de perfil ocorre na prática, uma vez que ele é soldado à parte inferior da placa de base e também betonado em conjunto com os chumbadouros e coluna (em posição final) que surgem no compartimento.

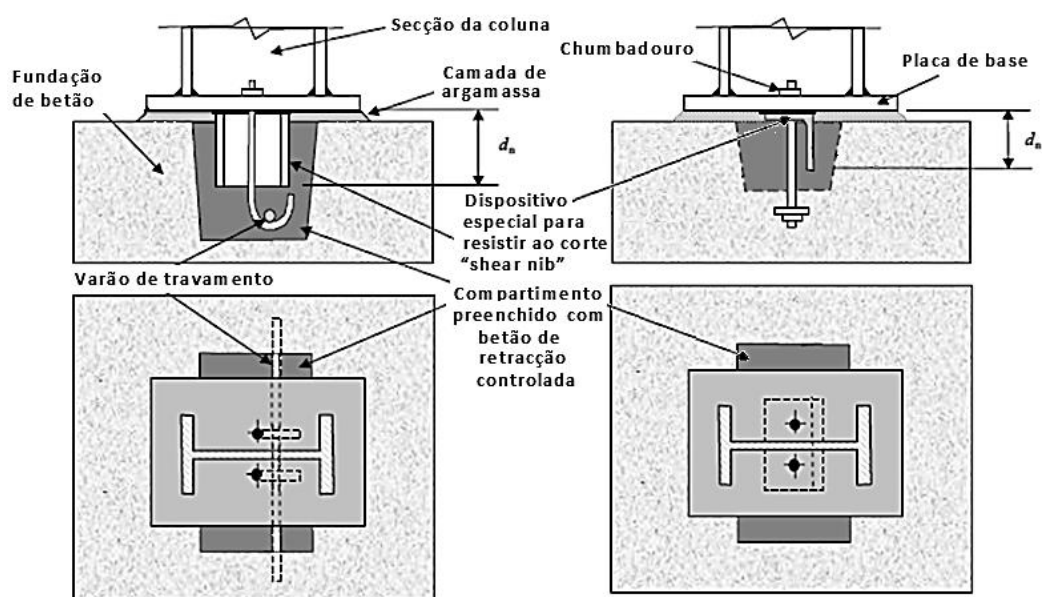


Figura 38 – Pormenores construtivos de diferentes dispositivos especiais para resistir ao corte – “shear nib” – numa base de coluna (troço de perfil com comprimento d_n)

O compartimento do betão de retracção controlada pode exigir a disposição de armadura para transmissão das forças e momentos da coluna, devendo-se para isso seguir (NP EN 1992-1-1, 2010).

Na Figura 39 estão representados os modelos estruturais de dois troços de perfis diferentes (cantoneira, secção em I) para transferência de corte:

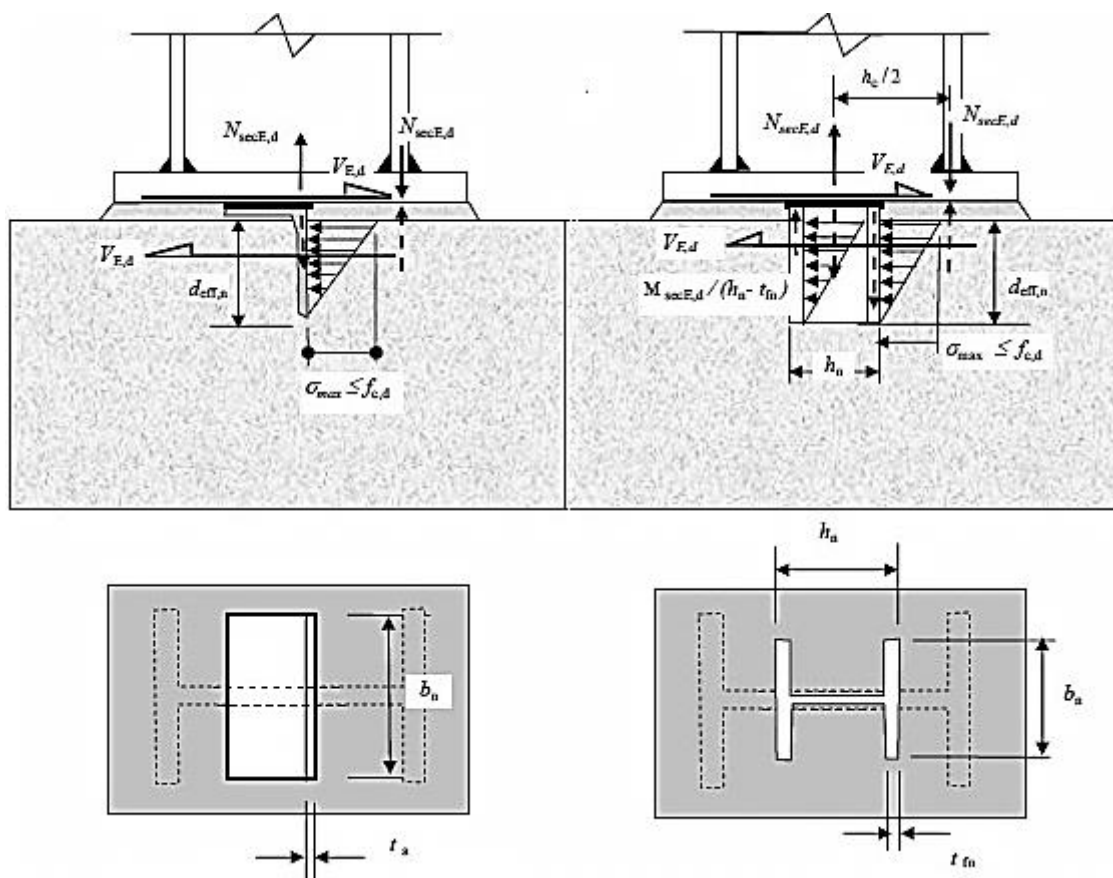


Figura 39 – Dimensões dos dispositivos especiais, distribuição das tensões de compressão e forças secundárias: Cantoneira à esquerda; Secção em I à direita.

- (i) A força de corte aplicada na base da coluna V_{Ed} é resistida pelas pressões (distribuição triangular em profundidade) desenvolvidas sobre a superfície vertical do troço que está oposta ao sentido da força de acção (incluem-se apenas as dimensões do troço de perfil em contacto com o betão). Se nas condições indicadas existir mais que uma superfície vertical no troço de perfil, ambas terão igual resistência horizontal à força de corte.
- A profundidade efectiva $d_{eff,n}$ é tomada igual ao comprimento do troço de perfil abaixo da placa de base subtraído da espessura da camada de argamassa, para considerar a eventual insuficiência no acondicionamento ocasionada pela argamassa (Figura 39).
 - A largura b_n é considerada igual á largura da cantoneira, ou do banzo da secção I, consoante o perfil incorporado no betão.
- (ii) Pela imposição das condições de equilíbrio global, um par de forças verticais actuando na base da coluna (forças com sentidos opostos, igual intensidade e pontos de aplicação diferentes) é necessário para equilibrar um momento secundário $M_{sec,Ed}$ causado pela excentricidade entre a força de corte solicitante e a resultante das pressões (reação horizontal).
- A força normal secundária de tracção $N_{sec,Ed}$ é resistida pelo troço de perfil ou pelos chumbadouros contidos no rectângulo estritamente necessário, para envolver toda a área de contacto entre o troço de perfil e a placa de base (inclui-se a situação dos chumbadouros atravessarem o perfil). Não obstante, é conservativo considerar que os chumbadouros não estão solicitados.
 - Se para resistir ao corte fosse usada uma secção em I, então a tracção secundária (transferida através da alma) seria repartida de maneira igual pelos banzos. Se fosse usada uma cantoneira, então a sua aba vertical iria tomar a tracção secundária.
 - A força normal secundária de compressão $N_{sec,Ed}$ é normalmente adicionada ao tê equivalente comprimido do banzo da coluna. Não obstante, é conservativo negligenciar esta compressão secundária.
 - O ponto de aplicação da tracção secundária está situado: no centro geométrico da secção, para perfis em I; no centro geométrico da aba vertical da cantoneira; no alinhamento dos parafusos, admitindo que estes têm disposição simétrica.
 - O ponto de aplicação da compressão secundária está situado sob o banzo do pilar.
- (iii) Para secções em I, os momentos flectores provocados pela distribuição de pressões de apoio (flexão local na união banzo-alma) são equilibrados por um par de forças nos banzos (forças com sentidos opostos, e igual intensidade). Esta condição é garantida porque o troço de perfil está soldado à placa de base o que impossibilita movimento vertical, e implica condições de apoio móvel (Figura 40 e Figura 41).

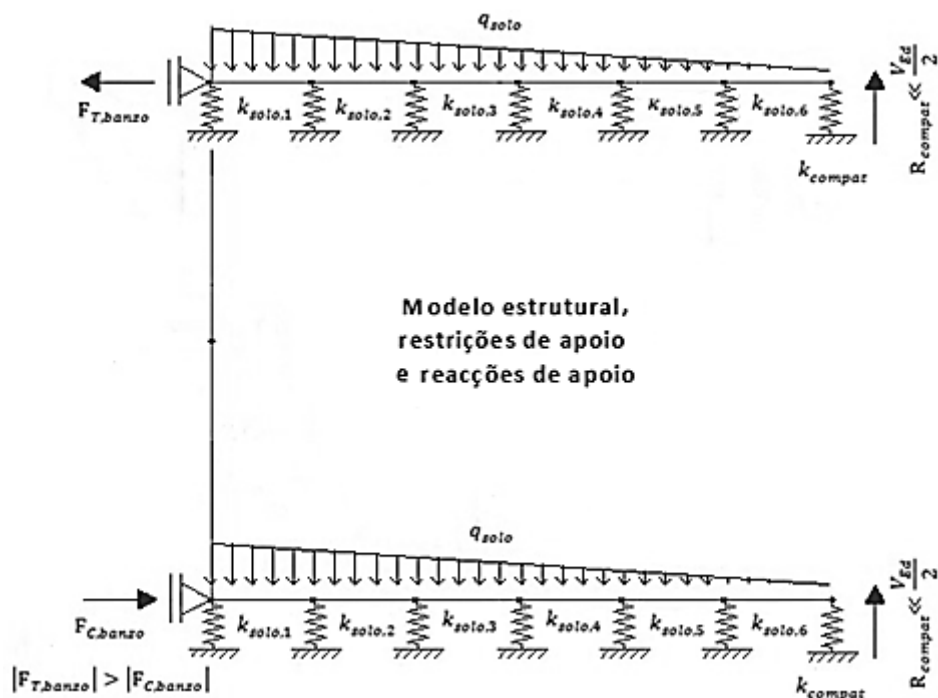


Figura 40 – Modelo estrutural, restrições e reacções de apoio de um trecho de perfil com secção em I

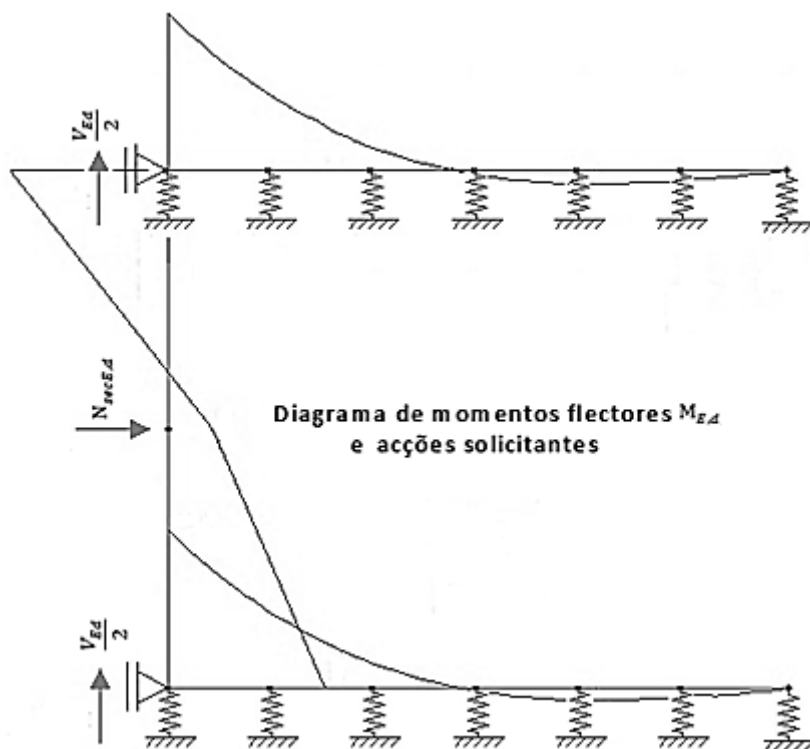


Figura 41 – Diagrama de momentos flectores e acções solicitantes de um trecho de perfil com secção em I

Requisitos básicos para garantir a eficácia estrutural

- (i) Como o trecho de perfil está incorporado no betão, os elementos sujeitos às pressões de apoio têm flexão local negligenciável, desde que, sejam respeitados os critérios seguintes:
 - Esbelteza máxima do banzo para uma secção em I

$$\frac{b_{fn}}{t_{fn}} \leq 20$$

Onde, b_{fn} e t_{fn} são a largura e a espessura do banzo do perfil em I incorporado no betão.

- Esbelteza máxima da aba vertical para uma cantoneira

$$\frac{d_n}{t_{an}} \leq 10$$

Onde, d_n e t_{an} são a altura e a espessura do aba vertical da cantoneira incorporada no betão.

- (ii) Como o troço de perfil está exclusivamente concebido para resistir ao corte então devem-se evitar quaisquer efeitos de restrição à rotação, que podem ocasionar arrancamento na fundação de betão do troço de perfil. Para evitar estes fenómenos, são colocados os limites seguintes:

- Profundidade efectiva de secção em I na fundação (a respeitar por todos os IPE e HEA, excepto HEA 260, 280 e 300)

$$60 \text{ mm} \leq d_{eff,n} \leq 1,5h_n; d_n \leq 0,8h_f; h_n \leq 0,4h_c$$

Onde, h_c é a distância entre os centróides das secções dos banzos da coluna; h_n é a altura do perfil I incorporado no betão; h_f é o comprimento do perfil embutido na fundação; as restantes grandezas têm o significado definido anteriormente.

- Profundidade efectiva de cantoneira na fundação

$$60 \text{ mm} \leq d_{eff,n} \leq 1,5b_n; b_n \leq 0,6h_c; d_n \leq \text{Min}\{0,8h_f; 0,6h_c\}$$

Onde $d_{eff,n}$, b_n , h_c , h_f têm o significado definido atrás.

Dimensionamento e verificação da segurança

- (i) Para impedir que as pressões de apoio excedam a resistência à compressão do betão ou, para assegurar um suficiente esforço transversal resistente baseado no betão, deve-se satisfazer a seguinte condição:

- Resistência ao corte com recurso a cantoneira

$$V_{Ed} \leq \frac{b_n d_{eff,n} f_{cd}}{2}$$

- Resistência ao corte com recurso a secção em I

$$V_{Ed} \leq b_n d_{eff,n} f_{cd}$$

- (ii) Poderá considerar-se efectuada a segurança à cedência em qualquer membro do troço de perfil (aba ou alma e banzo), se as condições seguintes forem satisfeitas:

- Resistência ao corte com recurso a cantoneira

Verificar a resistência da secção da aba da cantoneira sob acção de corte e tracção combinados através do critério de Von Mises:

$$N_{sec,Ed} \leq \frac{t_{an} b_n f_{yn}}{\gamma_{M0}} \sqrt{1 - \left[\frac{V_{Ed}}{V_{an,Rd}} \right]^2}$$

A força de tracção secundária da aba vertical da cantoneira pode ser estimada por (assumindo que a aba vertical centrada está centrada no centróide da coluna):

$$N_{sec,Ed} = V_{Ed} \left(\frac{d_{eff,n}}{3} + t_g \right) \frac{2}{h_c}$$

- Resistência ao corte com recurso a secção em I

Verificar a resistência da alma à tracção

$$N_{sec,Ed} \leq \frac{A_{wn}f_{yn}}{\gamma_{M0}}$$

Em que a força de tracção secundária $N_{sec,Ed}$ é idêntica à calculada na verificação da aba vertical da cantoneira.

Verificar a resistência da secção do banzo sob acção de corte e tracção combinados através do critério de Von Mises:

$$F_{T,banzo} \leq \frac{A_{fn}f_{yn}}{\gamma_{M0}} \sqrt{1 - \left[\frac{V_{Ed}/2}{V_{fn,Rd}} \right]^2}$$

A força normal de tracção secundária no banzo é obtida por:

$$F_{T,banzo} = V_{Ed} \left(\frac{d_{eff,n}}{3} + t_g \right) \times \left(\frac{1}{h_n - t_{fn}} + \frac{1}{h_c} \right)$$

(iii) Considera-se que a resistência da alma da coluna é adequada, no que respeita á força concentrada secundária de tracção, se for satisfeita a condição:

- Resistência ao corte com recurso a cantoneira

$$N_{sec,Ed} \leq \frac{t_{wc}b_{eff}f_{yc}}{\gamma_{M0}} \sqrt{1 - \left[\frac{V_{Ed}}{V_{wc,Rd}} \right]^2}$$

- Resistência ao corte com recurso a secção em I

$$F_{T,banzo} \leq \frac{t_{wc}b_{eff}f_{yc}}{\gamma_{M0}} \sqrt{1 - \left[\frac{V_{Ed}}{V_{wc,Rd}} \right]^2}$$

Relativamente à distribuição da força sob a alma da coluna é adoptada a largura efectiva seguinte,

- Cantoneira: $b_{eff} = t_a + 2t_p + 5\sqrt{2}a_{wc}$
- Secção em I: $b_{eff} = t_{fn} + 2t_p + 5\sqrt{2}a_{wc}$

em que:

a_{wc} espessura da garganta do cordão de soldadura para ligação da alma da coluna à placa de base.

Caso a resistência local da alma coluna se mostre insuficiente, deverão utilizar-se reforços locais, tais como reforços verticais ou chapas de alma adicionais.

(iv) Para os cordões de soldadura que unem o troço de perfil à placa de base admitiu-se uma distribuição plástica de forças, e com isto, cada força actuante é absorvida por um ou vários cordões colocados em posições diferentes (Figura 42). A força resistente constituída por um ou vários cordões de soldadura deverá satisfazer as condições seguintes:

- Resistência ao corte com recurso a cantoneira

Em todo o perímetro da aba horizontal estão previstos cordões de soldadura. Admite-se que as soldaduras laterais e de bordo na aba horizontal absorvem a força de corte e a soldadura no canto da cantoneira absorve a força normal secundária (Figura 42).

Cordão de soldadura no perímetro da aba horizontal, excepto a dobra da cantoneira

$$V_{Ed} \leq a_V f_{vw,d} \sum l_V$$

Cordão de soldadura na extremidade da aba vertical

$$N_{sec,Ed} \leq a_N f_{vw,d} \sum l_N$$

- Resistência ao corte com recurso a secção em I

A secção em I é totalmente envolvida por cordões de soldadura. Assume-se que as soldaduras na alma absorvem a força de corte, as soldaduras no banzo traccionado absorvem a força normal secundária e, para melhorar o nível de segurança, colocam-se no banzo comprimido cordões de soldadura iguais (Figura 42)

Duplo cordão de soldadura na alma

$$V_{Ed} \leq a_V f_{vw,d} \sum l_V$$

Duplo cordão de soldadura no banzo

$$F_{T,banzo} \leq a_N f_{vw,d} \sum l_N$$

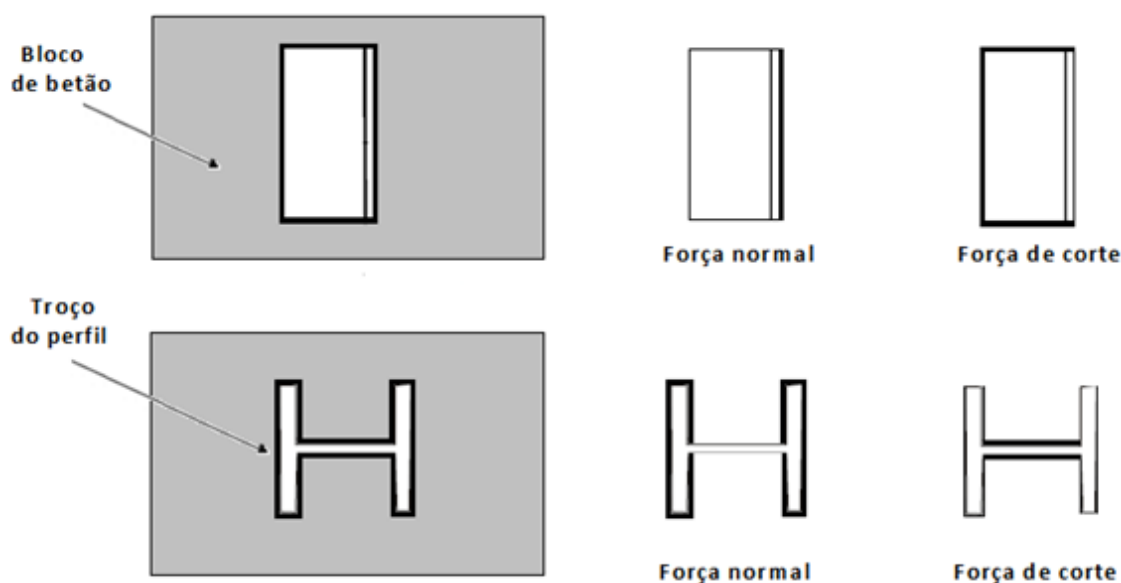


Figura 42 – Formas admissíveis de distribuir esforços actuantes pelos cordões de soldadura (vista inferior da placa de base)

Disposições construtivas no troço de perfil para resistir ao corte

Por vezes, em obra sucede que o troço de perfil é substituído pelo embebimento da placa de base no betão com uma profundidade de referência máxima de 100 mm. Este método transmite o corte por contacto directo, mas não é recomendado caso se admitam rotações de extremidade porque estas são susceptíveis de provocar danos locais no betão acima e em torno da placa de base. Além disso, há ainda o inconveniente da base do pilar se poder deslocar devido à eventual expansão ou retracção do bloco de betão.

A utilização de cantoneira para resistir ao corte, requer os cuidados seguintes:

- Se a aba vertical da cantoneira coincidir com a posição de chumbadouros quando a cantoneira está centrada no centroíde da coluna, então a cantoneira deve ser desviada dessa posição.
- Se a aba horizontal coincidir com a posição de chumbadouro quando a cantoneira está centrada no centroíde da coluna, então a cantoneira deve ter furos para permitir a passagem dos chumbadouros.

Apêndice 16 – Considerações para as ligações viga-pilar

Ligação viga-pilar sem transmissão de momento

Geralmente, as ligações viga-pilar articuladas recorrem apenas ao uso de parafusos (ligação simplesmente aparafusada) e apenas transmitem esforço normal e corte, sendo por isso reduzida a necessidade de recorrer a reforços, o que permite uma fabricação simples e económica (não obstante, a viga colocada sobre o pilar facilita o processo de montagem, ao passo que a viga fixada ao pilar requer um dispositivo “especial”).

Quando a viga é colocada sobre o pilar então a transmissão de esforços ocorre por contacto, o que é preferível porque evita o deslocamento das peças ligadas (funciona como um tirante no controlo de deslocamentos), eventualmente, podem ser necessários reforços na viga para assegurar uma apropriada capacidade resistente aos esforços locais (se estes forem significativos).

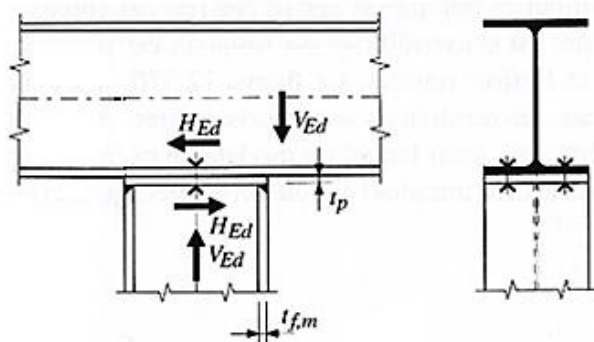


Figura 1 – Algumas indicações de dimensionamento para uma ligação viga-pilar articulada: viga colocada sobre o pilar, empregando parafusos pré-esforçados e chapa de testa estendida (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

Em seguida, ir-se-ão mencionar algumas indicações relevantes no dimensionamento das ligações viga-pilar articuladas, nomeadamente, com a viga colocada sobre o pilar:

- Nas verificações de uma viga colocada sobre o pilar devem-se incluir: um modelo de forças em duplo tê (nele está presente a reacção de apoio) e a transmissão do esforço horizontal (escorregamento entre viga e pilar).
- As verificações mais relevantes (necessitam especial atenção) são: o esforço vertical V_{Ed} transmitido do pilar para a viga, pois, requer a avaliação da capacidade resistente F_{Rd} da alma da viga (critérios de plastificação ou de encurvadura) para suportar essa carga concentrada (suporte de apoio); o esforço horizontal H_{Ed} resistido pelas peças de ligação, e como tal, deve-se verificar a resistência dos parafusos ao corte $F_{v,Rd}$, e a resistência da chapa ao esmagamento $F_{b,Rd}$.

Para tornar a ligação viga-pilar articulada (não há transmissão de momento) mais eficiente deve-se garantir não só a transmissão de esforço axial e corte (cálculo estático da ligação) mas também, a capacidade de suportar uma rotação sem ocorrência de rotura. Por conseguinte, é necessário que a ligação seja suficientemente flexível para que a rotação seja absorvida pela deformação dos elementos de ligação, tais como: parafusos, cantoneiras, chapas, etc. Não obstante, a ligação deverá consistir num suporte resistente à encurvadura da viga, e portanto, apresentar uma resistência de torção suficiente mas, sem dificultar a capacidade de rotação por flexão da viga.

Ligação viga-pilar com transmissão de momento

Avaliação do momento resistente de cálculo

Para determinar o momento resistente $M_{j,Rd}$ da junta viga-coluna é necessário avaliar a resistência potencial de cada uma das zonas críticas que caracterizam as trajetórias das forças de tracção, corte e compressão (forças máximas que se podem desenvolver em cada zona). Como tal é necessário identificar as várias componentes básicas da ligação (placa de extremidade, parafusos, cordões de soldadura, reforços, etcetera), caracterizar o comportamento de cada uma dessas componentes (considere-se, por exemplo, os parafusos sujeitos a forças de tracção ou o banzo inferior da viga solicitada à compressão) e enquadrá-las nas diferentes zonas críticas, para se estabelecer a sua contribuição no comportamento global da ligação.

Para a ligação em questão as componentes básicas (dispostas nas devidas zonas críticas) são as seguintes (Silva, Simões, & Abecasis, 2008):

Zona de tracção	Alma da viga traccionada; Banzo da viga solicitado à flexão; Chapa de extremidade em flexão; Parafusos traccionados
Zona de compressão	Alma da viga comprimida; Banzo do pilar à compressão
Zona de corte	Painel de alma da viga solicitado ao corte

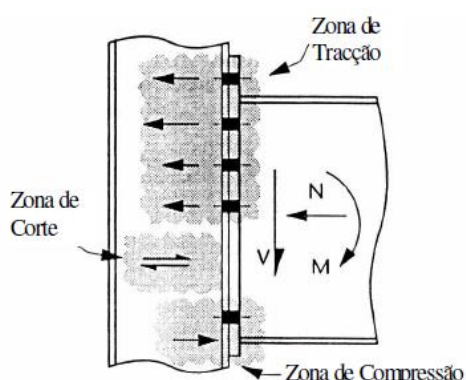


Figura 2 – Zonas de esforços numa ligação viga-pilar, adaptado de (Silva, Simões, & Abecasis, 2008)

Depois de avaliadas as forças máximas de cada uma das três zonas da ligação (tracção, compressão e corte) deve-se ajustar a distribuição plástica das forças de tracção nos parafusos de forma a garantir o equilíbrio (as forças destes componentes da zona de tracção corresponderão sempre à carga de colapso mínima de todos os mecanismos possíveis – método do limite superior).

O momento flector resistente $M_{j,Rd}$ pode ser obtido tomando o momento das forças desenvolvidas ao nível das linhas dos parafusos em relação ao centro de gravidade do bloco de tensões de compressão (em geral, a linha média do banzo inferior da viga):

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

sendo $F_{tr,Rd}$ a máxima força desenvolvida ao nível da linha de parafusos r e h_r a respectiva distância ao centro de compressões (Figura 6.15 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3).

A resistência à tracção efectiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafusos r (considerada como uma linha isolada de parafusos), deverá ser considerada igual ao menor valor de cálculo das resistências dos componentes básicos para uma linha isolada de parafusos (artigo 6.2.7.2 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3):

$$F_{tr,Rd} = \text{Min}\{F_{t,fb,Rd}; F_{t,ep,Rd}; F_{t,wb,Rd}\}$$

Em que, $F_{t,fb,Rd}$ é a resistência do banzo da viga à flexão; $F_{t,ep,Rd}$ é a resistência da chapa de extremidade à flexão; $F_{t,wb,Rd}$ é a resistência da alma da viga sujeita à tracção.

Para classificação das juntas quanto à resistência (resistência total, resistência parcial ou nominalmente articuladas) seguem-se os critérios indicados no artigo 5.2.3 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3.

Importa ainda referir que o valor de cálculo do momento resistente é determinado com base nos critérios seguintes: o momento flector é esforço condicionante e o esforço axial coexistente não excede em 5% o seu homólogo resistente em regime plástico (e quando tal não ocorre, o Eurocódigo 3 no artigo 6.2.7.1 sugere que o momento resistente da junta seja determinado conservativamente seguindo uma equação linear de interacção de esforços); há equilíbrio entre os esforços internos e as forças actuantes na ligação; a capacidade de deformação e a resistência de cada componente não é excedida; ignora-se a compatibilidade de deformações.

Em relação ao esforço transverso proveniente do pilar, considera-se que ele é transmitido à viga por corte nos parafusos, e com maior ocorrência de esforço nos parafusos localizados na zona de compressão. Há também que considerar no dimensionamento: soldaduras entre o pilar a placa de extremidade, esmagamento da placa de extremidade ou do banzo da viga.

Zona de tracção

- Alma da viga traccionada

A resistência da alma da viga quando sujeita a tracção (reforçada, ou não, com chapas de alma) é determinada pela expressão seguinte (artigo 6.2.6.3 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3):

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

em que ω é um coeficiente de redução para ter em conta a interacção com o esforço de corte no painel de alma da coluna; $b_{eff,t,wb}$ é a largura efectiva da alma traccionada para uma ligação aparafusada com valor igual ao comprimento efectivo do banzo da viga (na presente situação está reforçada com reforços transversais – Quadro 6.5 da Parte 1.8 do EC3).

Para um par de parafusos separados pela alma da viga e próximos de um reforço transversal, o comprimento efectivo do banzo da viga reforçada é igual ao menor dos seguintes valores (ver Figura 3):

- Parafusos em padrão circular centrado: $l_{eff,1} = 2\pi m_x$
- Parafusos com cedência de bordo sob influência da presença do banzo da viga ou de um reforço: $l_{eff,2} = \alpha m_1$

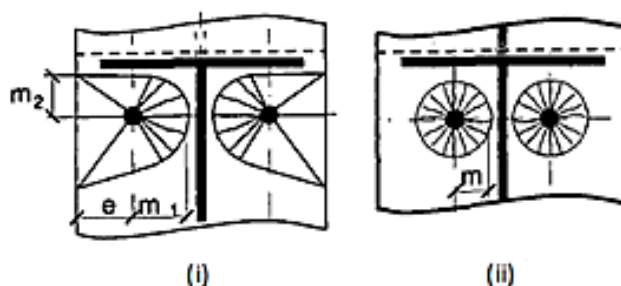


Figura 3 - Mecanismos de rotura plástica de um banzo de coluna com uma linha de parafusos adjacente a um reforço, e analisado sob a forma de peça em tê equivalente (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

O parâmetro α (efeito da presença de um reforço) deverá ser obtido a partir do ábaco da Figura 4 (também Figura 6.11 da Parte 1.8 do EC3):

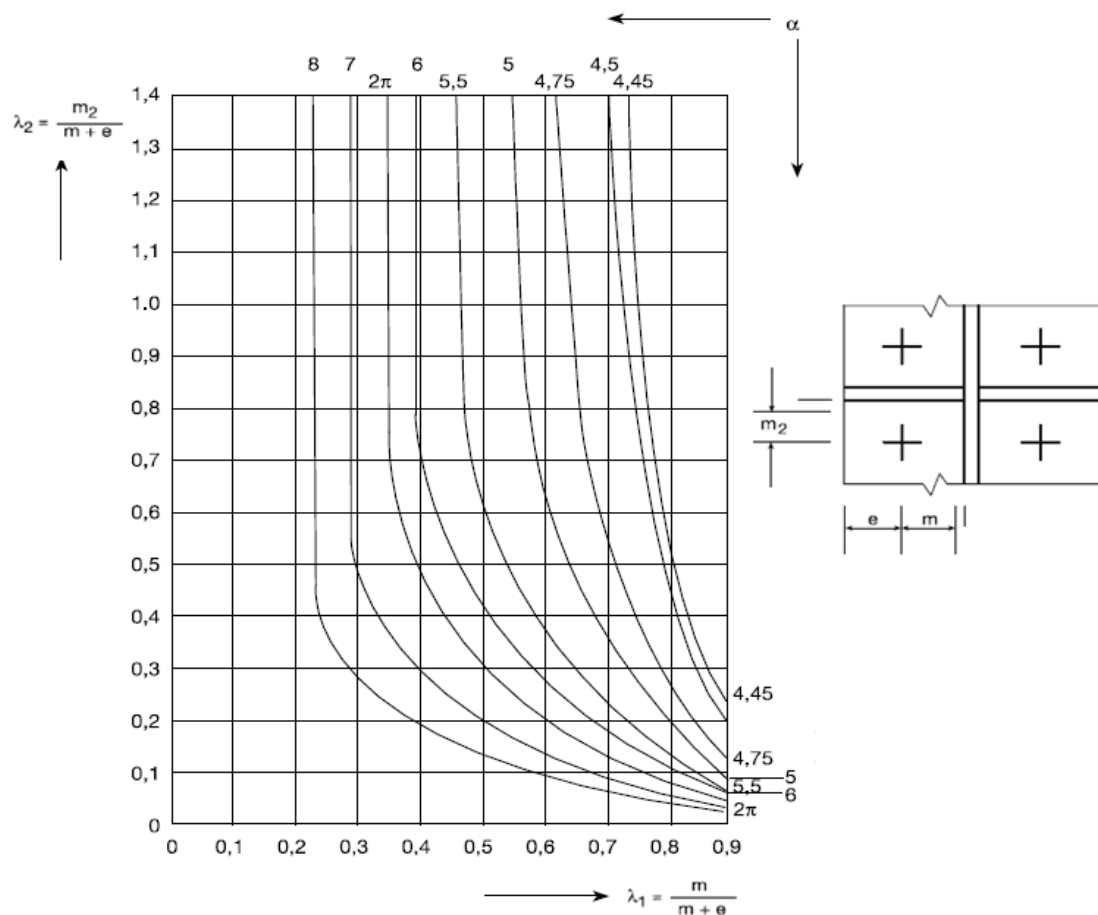


Figura 4 - Valores de α para banzos reforçados e para chapas de extremidade, (NP EN 1993-1-8, 2010)

Importa referir que o comprimento efectivo de uma ou várias linhas de parafusos não tem necessariamente um significado físico, porquanto trata-se de um comprimento equivalente ao correspondente utilizado para mobilizar a resistência (ver Figura 5).

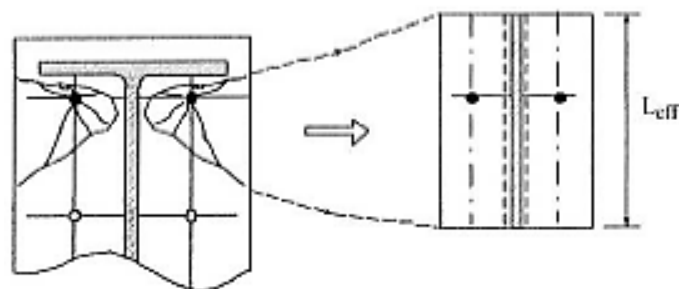


Figura 5 - Comprimento efectivo de uma chapa de topo, (Silva, Simões, & Abecasis, 2008)

Para reproduzir fielmente o comportamento de uma ligação é necessário considerar a influência do painel de alma solicitado ao corte e a rotação devida aos elementos de ligação, os quais são tidos em conta por meio de parâmetros de transformação β .

De acordo com a Parte 1.8 do Eurocódigo 3, para uma configuração de junta com viga apenas num lado, é razoável aceitar como hipótese simplificada que o factor de transformação seja $\beta \approx 1$, e daí, resulta que o coeficiente de redução ω é determinado pela expressão seguinte (com base no quadro 6.3 da Parte 1.8 do EC3):

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,t,wb} \times t_{wb} / A_{vb})^2}}$$

Onde, A_{vc} é a área resistente ao esforço transversal de uma secção laminada em I com carga paralela à alma, e que poderá ser calculada do seguinte modo:

$$A_{vb} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w$$

- Restantes elementos da zona traccionada

A avaliação da resistência do banzo da viga em flexão, da placa de extremidade em flexão (artigos 6.2.6.4 e 6.2.6.5 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3), e também dos parafusos à tracção (artigo 3.6.1 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3), é determinada conjuntamente com base em modelos de linhas de rotura formados por uma peça em T equivalente traccionada (artigo 6.2.4 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3), para cada linha isolada de parafusos, ou para cada grupo de linhas de parafusos que tenha de resistir à tracção.

A resistência de uma peça em T equivalente é condicionada por um dos modos de rotura previamente explicados para as bases de pilar, nomeadamente: Modo 1 – plastificação do banzo do pilar (ou placa de topo); Modo 2 – plastificação do banzo do pilar (ou placa de topo) e rotura dos parafusos; Modo 3 – rotura dos parafusos.

De acordo com o Eurocódigo 3 na Parte 1.8, os grupos de linhas de parafusos em cada um dos lados de um reforço deverão ser modelados como peças em T equivalentes individuais. Assim, o valor de cálculo da resistência e o modo de rotura deverão ser determinados separadamente para cada peça em T equivalente.

A definição das características geométricas e das propriedades mecânicas dos T equivalentes, referentes às diversas componentes básicas da ligação viga-pilar, é efectuada nos artigos da Parte 1-8 do Eurocódigo 3 descritos anteriormente.

Em seguida estão indicados os comprimentos totais efectivos previstos para as diferentes componentes da junta:

- Comprimento efectivo para o banzo da viga em flexão

Os comprimentos efectivos para o banzo da viga em flexão transversal são iguais aos anteriores (padrão circular e não circular), porque os modos de roturas são idênticos ao da alma da viga traccionada.

- Comprimento efectivo para chapa de extremidade em flexão

Para uma chapa de extremidade com prolongamento após o banzo da peça, o comprimento efectivo para uma fiada de parafusos localizada na parte saliente da chapa é igual ao menor dos seguintes valores (Quadro 6.6 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3):

- (i) Parafusos em padrão circular centrado: $l_{eff,1} = 2\pi m_x$
- (ii) Parafusos em padrão circular de canto: $l_{eff,2} = \pi m_x + 2e$
- (iii) Parafusos em padrão não circular de bordo: $l_{eff,3} = 4m_x + 1,25e_x$
- (iv) Parafusos em padrão não circular de canto: $l_{eff,4} = 2m_x + 0,625e_x + e$
- (v) Parafusos combinados em padrão viga: $l_{eff,5} = \frac{b_p}{2}$
- (vi) Parafusos combinados em padrão circular: $l_{eff,6} = \pi m_x + w$
- (vii) Parafusos combinados em padrão não circular: $l_{eff,7} = 2m_x + 0,625e_x + \frac{w}{2}$

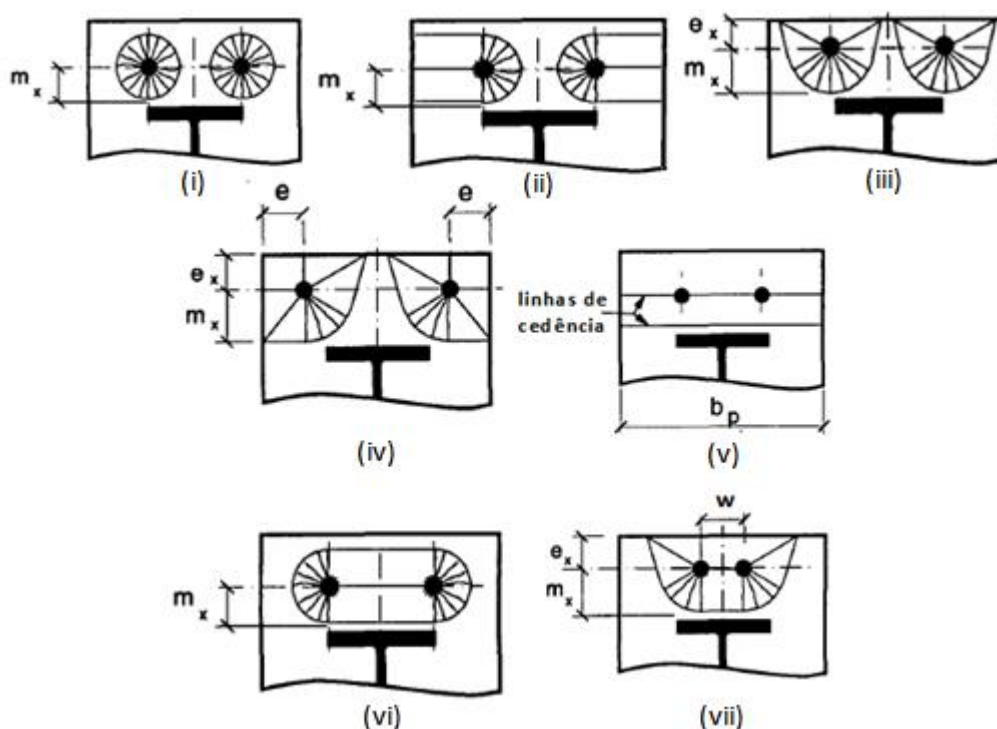


Figura 6 – Mecanismos de rotura plástica de uma chapa de extremidade com duas fiadas de parafusos analisada como uma peça em tê equivalente, (SCI/BCSA Connections Group, 1997)

Zona de compressão

- Alma da viga comprimida

A resistência da alma não reforçada da viga solicitada a compressão transversal (condicionada pela plastificação ou encurvadura) é dada pela condição:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

Em que, ω e k_{wc} são coeficientes de redução para ter em conta os eventuais efeitos de interacção com o esforço de corte e o esforço axial na alma, respectivamente; ρ é um factor de redução devido à encurvadura da alma (dependente da esbelteza da alma da viga); $b_{eff,c,wc}$ é a largura efectiva da alma comprimida da viga (secção laminada) que numa ligação aparafusada com chapa de extremidade é dada por:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

Todos os parâmetros indicados estão presentes no artigo 6.2.6.2 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3 pelo que a sua definição e expressão de cálculo não serão reproduzidas.

- Restantes elementos na zona de compressão

A resistência das componentes (banzo e alma) do pilar à compressão (em geral não condicionante) é avaliada de uma forma similar à que se descreve em 6.2.6.7 da Parte 1.8 do EC3.

Zona de corte

- Painel de alma da viga solicitado ao corte

A resistência do painel da alma da viga com reforços transversais (localizados nas zonas traccionada e comprimida) solicitada a esforço transversal é dada pela seguinte expressão (artigo 6.2.6.1 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3):

$$F_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} + \text{Min} \left\{ \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}; \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right\}$$

Em que, d_s é a distância entre eixos dos reforços; $M_{pl,fc,Rd}$ e $M_{pl,st,Rd}$ são os momentos resistentes plásticos de um banzo da viga e de um reforço, respectivamente.

De referir que o método de cálculo indicado só é válido se a esbelteza da alma da viga respeitar a condição $d_b/t_w \leq 69\varepsilon$.

Considerações adicionais

No dimensionamento das ligações é necessário levar em conta o comportamento das suas componentes básicas em relação à curva força-deformação, e de forma genérica podemos classificá-las conforme a sua ductilidade:

- Componentes de ductilidade elevada: Painel da alma do pilar ao corte; Placa de extremidade à flexão; Banzo do pilar à flexão; Alma da viga à tracção;
- Componentes de ductilidade limitada: Alma do pilar à compressão; Alma do pilar à tracção; Banzo e alma da viga comprimidos;
- Componentes frágeis: Parafusos à tracção; Parafusos ao corte; Cordões de soldadura.

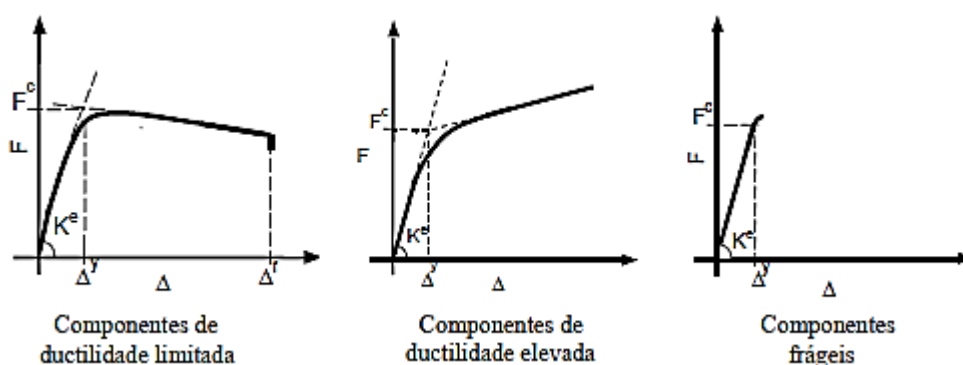


Figura 7 – Comportamento das diferentes componentes de uma ligação viga-pilar, adaptado de (Silva L. , 2002)

Assim é fácil entender que, por exemplo, para uma peça em T equivalente traccionada é possível conseguir um comportamento dúctil na ligação se o modo de rotura condicionante for o Modo 1 – Plastificação da placa de extremidade.

Além das verificações anteriormente indicadas para os elementos do pilar e da viga, também há que efectuar o dimensionamento dos cordões de soldadura (capítulo 4 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3) de a forma que resistência das ligações não seja condicionada pelas soldaduras (componentes frágeis).

Avaliação da rigidez de rotação

Para a análise global da estrutura adoptou-se que as ligações semi-rígidas possuem uma rigidez de rotação igual a S_j , porém nos casos em que o momento flector actuante não excede $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ empregou-se $S_{j,ini}$ (designa-se rigidez inicial de uma ligação e considera que todas as componentes se encontram em regime elástico).

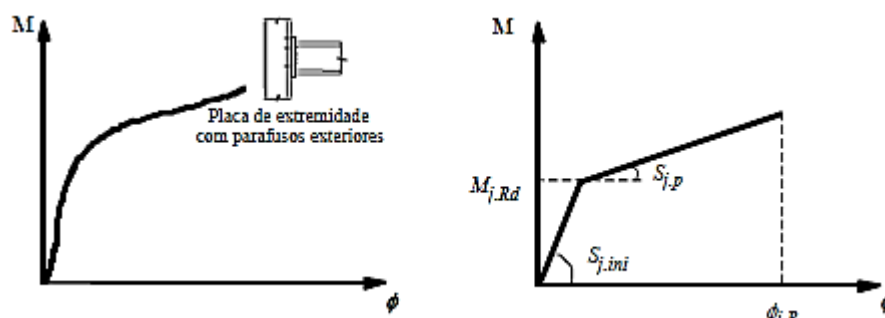


Figura 8 – Curvas momento-rotação típica e idealizada para ligação típica, adaptado de (Silva L. , 2002)

Para classificação das juntas quanto à rigidez (rígidas, semi-rígidas ou nominalmente articuladas) seguem-se os critérios indicados no artigo 5.2.2 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3.

A rigidez de rotação S_j de uma ligação é avaliada através da seguinte equação (artigo 6.3.1 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3):

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Em que, k_i são os coeficientes de rigidez aos níveis de tracção e compressão (ver Figura 9); z é o braço do binário (ver Figura 9); μ é o índice de rigidez (considerada igual à unidade no caso da rigidez de rotação inicial $S_{j,ini}$). A rigidez de rotação é garantida com precisão suficiente através desta expressão (para um momento inferior ao momento resistente da junta), desde que o esforço axial actuante na viga não exceda em 5% o valor de cálculo da resistência da secção transversal (como a viga é contínua e assenta directamente sobre o pilar resulta que a rigidez rotacional da ligação só é influenciada pelo esforço axial da viga).

Importa referir que a equação para avaliar a rigidez das ligações é procedente do modelo de associação das componentes (adoptado pelo Eurocódigo 3), o qual considera que todas as componentes da ligação se encontram em regime elástico, e que podem ser caracterizadas por molas.

Os coeficientes de rigidez à tracção k_T e compressão k_C da ligação viga-pilar são determinados pela combinação apropriada dos coeficientes de rigidez indicados para as componentes básicas que constituem a ligação (parafusos, cordões de soldadura, placa de extremidade, banzo e alma da viga, etcetera).

Se existissem várias componentes à tracção ou à compressão, em paralelo e em série, dever-se-á determinar a rigidez equivalente de cada nível das componentes em série e depois em paralelo, até resultarem apenas duas componentes (uma em tracção e outra em compressão), separadas pelo braço de forças; as expressões para este procedimento estão presentes no artigo 6.3.3 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3 pelo que não serão reproduzidas.

Relativamente ao braço do binário (Figura 6.15 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3) este corresponde à distância entre as linhas de acção das componentes de tracção e compressão, e no presente caso corresponde ao nível da linha dos parafusos em relação ao centro de gravidade do bloco de tensões de compressão (note-se que se existissem vários alinhamentos de parafusos seria necessário determinar o braço do binário equivalente definido pelo artigo 6.3.3 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3).

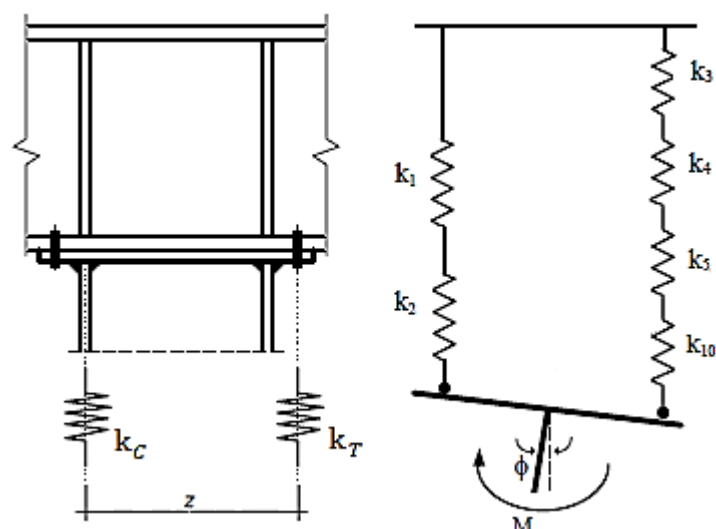


Figura 9 – Modelo de molas de uma ligação viga-pilar (método das componentes)

Na ligação viga-pilar em estudo, as componentes básicas estão em série (Figura 9), pelo que os coeficientes de rigidez da ligação deverão ser determinados utilizando as expressões seguintes (rigidez equivalente para componentes em série):

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}} \text{ e } k_C = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}$$

Em que, k_i é o coeficiente de rigidez que representa a componente básica i da ligação viga-pilar e que está definida na Tabela 1 (adaptado do quadro 6.11 da Parte 1.8 do Eurocódigo 3).

Tabela 1– Coeficientes de rigidez dos componentes básicos da ligação, (NP EN 1993-1-8, 2010)

Componente	Coeficiente de rigidez k_i	
Painel de alma da viga solicitado ao corte	Ligação num só lado	Reforçado
	Não reforçado	
	$k_1 = \frac{0,38A_{vc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
β é o parâmetro de transformação; z é o braço do binário.		
Alma da viga comprimida	Não reforçada	Reforçada
	$k_2 = \frac{0,7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ é a largura efectiva da alma comprimida da viga.	
Alma da viga traccionada	Ligação aparafusada reforçada ou não reforçada com uma única linha de parafusos traccionados	Ligação soldada reforçada
	$k_3 = \frac{0,7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ é a largura efectiva da alma da viga traccionada. Para uma junta com uma única linha de parafusos traccionados, $b_{eff,t,wc}$ deverá ser considerada igual ao menor dos comprimentos efectivos l_{eff} (isoladamente ou como parte de um grupo de linhas de parafusos).	

Banzo da viga solicitado à flexão (para uma única linha de parafusos traccionados)	$k_4 = \frac{0,9l_{eff}t_{fc}^3}{m^3}$
	l_{eff} é o menor dos comprimentos efectivos (isoladamente ou como parte de um grupo de parafusos) para esta linha de parafusos.
Chapa de extremidade em flexão (para uma única linha de parafusos traccionados)	$k_5 = \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3}$
	l_{eff} é o menor dos comprimentos efectivos (isoladamente ou como parte de um grupo de parafusos) para esta linha de parafusos.
Parafusos traccionados (para uma única linha de parafusos)	$k_{10} = 1,6A_s/L_b$
	L_b é o comprimento dos parafusos sujeito a alongamento, considerado igual ao comprimento de aperto (espessura total das chapas e das anilhas), adicionado a metade da soma da altura da cabeça do parafusos e da altura da porca.
<p>Nota 1: Para as soldaduras (k_{19}), o coeficiente de rigidez deverá ser considerado igual a infinito. Não é necessário considerar este componente no cálculo da rigidez de rotação S_j.</p> <p>Nota 2: Para o banzo e a alma comprimidos do pilar (k_7), para a alma traccionada do pilar (k_8), para as chapas traccionadas ou comprimidas (k_9), os coeficientes de rigidez deverão ser considerados iguais a infinito. Não é necessário considerar estes componentes no cálculo da rigidez de rotação S_j.</p>	

Reforço com contrachapas

A utilização de contrachapas é útil para aumentar a resistência do banzo de um perfil solicitado à flexão, e como tal, opõe-se à ocorrência da rotura por flexão do mecanismo tipo 1. Desse modo de rotura, a força resistente à tracção e as condições de equilíbrio terão as mudanças seguintes:

- Para acção do parafuso concentrada no seu eixo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \\ \sum M^{(2)} = M_{f,Rd} + M_{bp,Rd} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = B - \frac{F_{1,Rd,0}}{2} \\ Bm - Q(n+m) = M_{f,Rd} \\ Qn = M_{f,Rd} + M_{bp,Rd} \end{array} \right. \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} B = \frac{2n+m}{mn}M_{f,Rd} + \frac{n+m}{mn}M_{bp,Rd} \\ Q = \frac{M_{f,Rd} + M_{bp,Rd}}{n} \\ F_{1,Rd,0} = \frac{4M_{f,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m} \end{array} \right.$$

em que:

$M_{bp,Rd}$ momento plástico da contrachapa obtido pela expressão:

$$M_{bp,Rd} = \frac{0.25l_{eff}t_{bp}^2f_{y,bp}}{\gamma_{M0}}$$

em que:

l_{eff} comprimento efectivo do tê equivalente da placa de base igual ao ínfimo proveniente dos possíveis mecanismos de linha de cedência (Figura 6);

- Para acção do parafuso distribuída uniformemente sob a anilha, cabeça do parafuso ou porca:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_V = 0 \\ \sum M^{(1)} = M_{f,Rd} \\ \sum M^{(2)} = M_{f,Rd} + M_{bp,Rd} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q = qd_w - \frac{F_{1,Rd,0}}{2} \\ qd_w m - Q(n+m) = M_{f,Rd} \\ Qn - q \frac{d_w^2}{8} = M_{f,Rd} + M_{bp,Rd} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} B = qd_w = \frac{8(m+2n)M_{f,Rd} + 8(m+n)M_{bp,Rd}}{8mn - (m+n)d_w} \\ Q = \frac{(8m+d_w)M_{f,Rd} + 8mM_{bp,Rd}}{8mn - (m+n)d_w} \\ F_{1,Rd,0} = \frac{(8n-2e_w)M_{f,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - (m+n)e_w} \end{array} \right.$$

Relativamente às dimensões da contrachapa deverão respeitar-se os requisitos seguintes:

- O comprimento da contrachapa deverá ser pelo menos igual ao comprimento efectivo da peça em tê equivalente, com uma ou mais linhas de parafusos:

$$h_{bp} \geq l_{eff}$$

- Uma extensão adicional de comprimento deverá ser colocada em cada extremidade, após a última linha activa de parafusos traccionados:

$$e_{bp} \geq 2d_s$$

- Para a chapa ficar convenientemente acomodada, a largura da contrachapa b_{bp} deverá prolongar-se no mínimo até à extremidade do banzo e até uma distância máxima de 3 mm do limite da curva de concordância ou do cordão de soldadura.

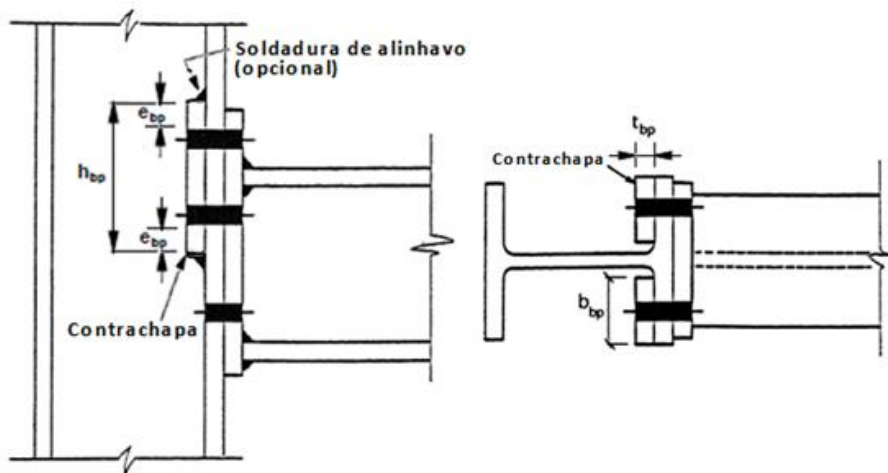


Figura 10 – Utilização de contrachapas no banzo de uma coluna, (ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, 1998)

As contrachapas usualmente vêm de fábrica soldadas na posição requerida, noutras ocasiões estão soltas e são aplicadas em obra.

Apêndice 17 – Considerações para as chapas *gousset*

Enquadramento

Os *gousset* têm vindo a ser utilizados não apenas nos sistemas de contraventamento, mas também como chapas de ligação dos elementos principais que suportam as cargas. Os *gousset* são usados em treliças de aço para edifícios e pontes, assim como nas ligações para sistemas de contraventamento, (Astaneh-Asl, 2010).

Na maioria dos casos, os *goussets* para o sistema de contraventamento dos edifícios são chapas individuais, mas também se podem utilizar duas chapas. A utilização de dois *goussets* em ligações de elementos principais está do lado da segurança, na medida em que a carga actuante pode ser separada em duas, e na situação de fractura ou perda de espessura (por exemplo, devido á corrosão) num dos *goussets*, o outro *gousset* permanece “intacto” e pode suportar uma carga adicional até que seja detectada essa anomalia e posterior reforço ou reparação estrutural (obviamente que adoptar este solução levará a chapa mais finas).

A utilização de tubos em ligações com *gousset* é vantajosa por ser estética enquanto elemento arquitectonicamente exposto, porém, geralmente estas ligações requerem soldaduras. É também esperado que os tubos circulares possuam melhor comportamento a cargas axiais monotónicas (e cíclicas) dado que eles são submetidos a menos trabalho a frio para atingirem a sua forma redonda, (Cochran & Honeck, 2004).

As ligações com *gousset* são zonas críticas dos elementos, porque a rotura destes pode resultar numa perda significativa de resistência e rigidez do elemento ligado, e por esta razão, deverão providenciar-se disposições construtivas para tornar o comportamento dos *gousset* dúctil, (Astaneh-Asl, 1998; Brown, 1988).

Embora o *gousset* tenha resistência suficiente para transferir as forças aplicadas, o comportamento do *gousset* em elementos depende fortemente da direcção de encurvadura do elemento. A razão para que a ligação deva ser mais resistente que o elemento (mais fraco), é para assegurar, na situação que em que se formam rótulas plásticas apenas no elemento (encurvadura no plano), a ligação seja forte o suficiente para resistir à flexão desse elemento.

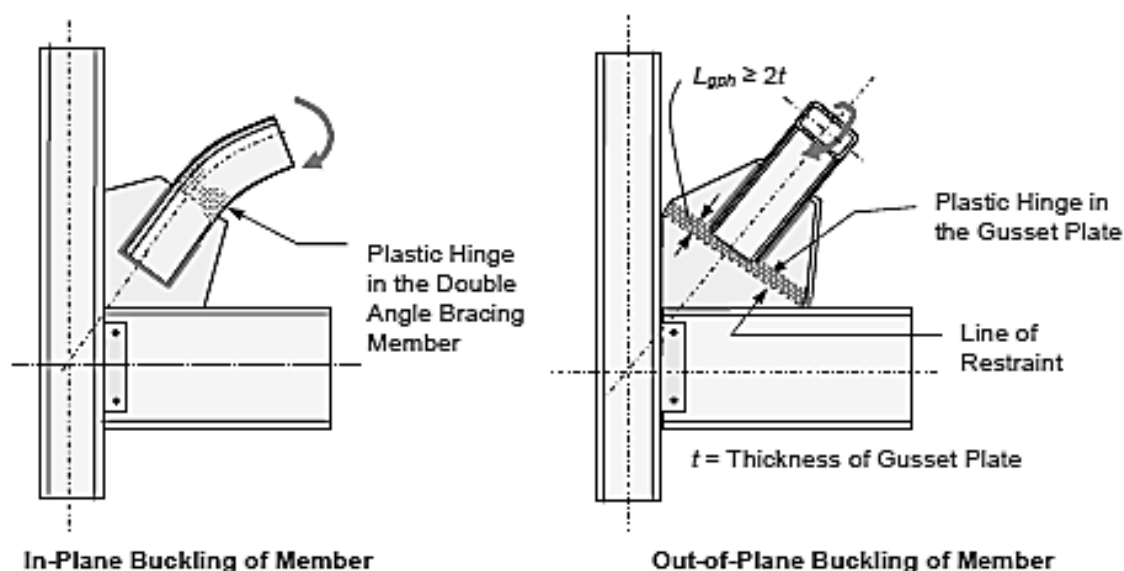


Figura 1 - Ligações com um *gousset* (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006): encurvadura no plano do elemento (à esquerda); encurvadura fora do plano do elemento (à direita)

Na situação do elemento encurvar no plano, apenas há formação de rótulas plásticas no elemento, e neste caso o *gousset* mantém-se em comportamento elástico, (Astaneh-Asl, 1998). Todavia, quando o elemento encurva fora do plano ocorre formação de rótula plástica no *gousset*, significando que o

goussset deverá estar dimensionado para possuir capacidade de rotação (actua como ligação rotulada), caso contrário, o *goussset* sofrerá uma rotura frágil (não existe distância física suficiente para acomodar a rótula plástica sem o *goussset* fracturar), (Astaneh-Asl, 1998; Cochran, 2003). Para assegurar que o *goussset* possui capacidade de rotação, a extremidade do elemento deverá estar afastada pelo menos $2t$ do canto reentrante do *goussset*, (Astaneh-Asl, 1998). Por outro lado, devido às exigências práticas de dimensionamento das extremidades dos *goussset* e tolerâncias de montagem das estruturas metálicas (Cochran & Honeck, 2004), é altamente recomendado que o afastamento mínimo de $2t$ a partir da linha de cedência (canto reentrante do *goussset*) seja um pouco maior, sendo recomendado adoptar para efeitos de dimensionamento valores entre $3t$ e $4t$.

Saliente-se que quando o elemento encurva fora do plano, o *goussset* irá flectir sobre o seu eixo mais fraco, e a cedência possivelmente irá ocorrer no *goussset* e não no elemento. Esta flexão no eixo fraco do *goussset* resulta numa redução significativa da rigidez no plano do elemento e dissipa menos energia do que a ocorrência de cedência no elemento, (Cochran & Honeck, 2004). É sugerido pelo autor (Astaneh-Asl, 1998), que o comprimento efectivo de encurvadura do *goussset* deverá ser $1,2L$ para levar em conta a possibilidade do elemento mover-se fora do plano.

Também quando o elemento ligado ao *goussset* encurva fora do plano, o *goussset* deverá possuir ductilidade suficiente para se deformar e providenciar a rotação (suficiente) exigida pelo elemento. Para garantir que uma ligação com *goussset* é dúctil, a localização do ponto de intersecção dos eixos centroidais dos elementos deverá estar, na medida do possível, próxima da soldadura de extremidade (evitar fractura em tracção ou encurvadura em compressão) ou no interior do *goussset* (caso se pretenda melhor comportamento a cargas cíclicas).

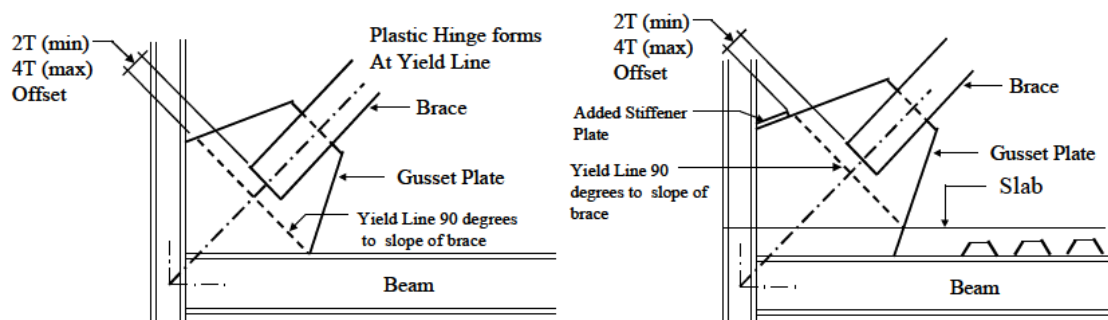


Figura 2 – Detalhe recomendado na linha de cedência do *goussset*, (Cochran, 2003)

Importa referir que o uso de tubos não permite o controlo da encurvadura no plano ou fora do plano mesmo que contraventando um elemento (ou dito noutros termos, existe igual probabilidade de ocorrência). No entanto, a condição de extremidade pode influenciar na direcção do elemento encurvar (a encurvadura pode ser influenciada pela orientação do *goussset*), pois como há menor rigidez fora do plano do *goussset* é altamente provável que o elemento encurve nessa direcção, (Cochran, 2003).

Na extremidade do elemento ao *goussset*, deverá estar previsto um afastamento mínimo de 20 mm até à extremidade inclinada do *goussset*, este afastamento mínimo providencia uma resistência adicional na rotura por destacamento em bloco, (Cochran & Honeck, 2004).

O ângulo de inclinação medido, afastado do eixo do elemento, a partir desta extremidade não deverá ser inferior a 30 graus, se possível. Este é um mínimo prático para maximizar a largura de secção *Whitmore*, para a força de compressão/tracção do *goussset* (também produz uma resistência adicional para a rotura por destacamento em bloco), (Cochran & Honeck, 2004).

A rotura no *goussset* por destacamento do bloco nunca será proeminente no dimensionamento de ligações com tubos onde o *goussset* é atravessado, mas o *goussset* deverá estar dimensionado para transferir o corte a partir dos cordões de soldadura, resultante do desenvolvimento da capacidade de tracção do elemento. Similarmente, a resistência ao corte da parede do tubo deverá ser suficiente, para permitir o desenvolvimento da capacidade de tracção do elemento ao longo das soldaduras do *goussset* (a rotura por destacamento das paredes do tubo não deverá ser proeminente).

Como regra geral, a espessura do *gousset* deverá estar num intervalo de duas vezes a espessura da parede do tubo do elemento, especialmente quando o comprimento do *gousset* é aproximadamente igual à largura do elemento. O comprimento do *gousset* para ligações com tubos deverá ser cerca de duas vezes o diâmetro do tubo para minimizar o comprimento das soldaduras e reduzir o efeito de influência do corte (“shear lag effect”) no *gousset*, (Cochran & Honeck, 2004). A desvantagem de um *gousset* com espessura elevada é que grande parte da área transversal do tubo é removida pelo corte, para o *gousset* atravessar o tubo, exigindo assim a utilização de reforços laterais espessos para compensar a área perdida. É ainda necessário que a dimensão do rasgo no tubo deva ser entre 2 a 3 mm maior do que a espessura do *gousset* para facilitar a montagem da ligação.

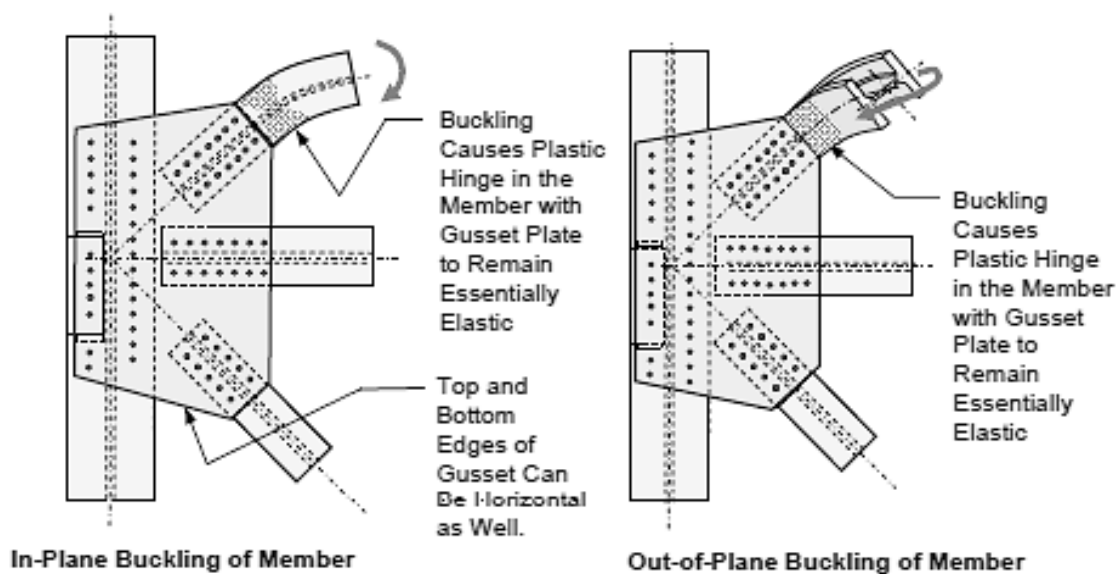


Figura 3 – Ligações com dois *goussets* (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006): encurvatura no plano do elemento (à esquerda); encurvatura fora do plano do elemento (à direita)

Orientações ao dimensionamento de gousset

Previamente ao dimensionamento do *gousset* é necessário efectuar o dimensionamento das ligações dos elementos às chapas *gousset*. Seguidamente efectua-se o traçado dos pormenores e define-se a geometria dos *gousset* de maneira a que as suas dimensões abranjam as áreas necessárias para desenvolver a resistência das ligações (aparafusadas ou soldadas). Para concluir o dimensionamento do *gousset* deve-se seleccionar a classe de aço a utilizar, e a espessura necessária, (Astaneh-Asl, 2010).

Ligações entre perfis tubulares e chapas de gousset

Nas ligações com tubo CHS e *gousset* soldado (rasgo no tubo), assumindo que o *gousset* está concentricamente alinhado com o eixo do elemento, existem dois modos de rotura possíveis de ocorrência devido às solicitações axiais (em torno do *gousset*): rotura circunferencial do tubo CHS e rotura por arrancamento (destacamento em bloco).

Refira-se que quando há transferência de carga na ligação, em consequência de apenas uma parte da secção do tubo CHS estar ligado ao *gousset*, ocorre uma distribuição desigual de tensão em redor do perímetro do tubo CHS, (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008).

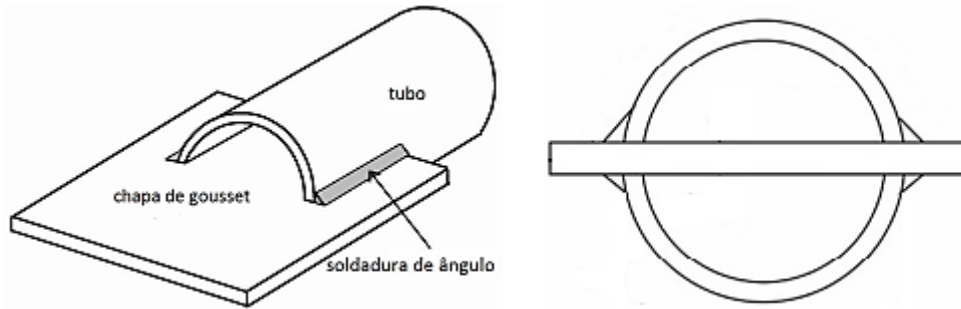


Figura 4 – Esquema da ligação do tubo CHS com gousset atravessado, adaptado de (Cheng, Kulak, & Khoo, 1998)

Este fenómeno, conhecido como “shear lag”, é principalmente influenciado pelo comprimento de soldadura, L_w (também, comprimento de armarração). A utilização de grandes comprimentos no cordão de soldadura torna os efeitos de “shear lag” insignificantes (rotura circunferencial) e pelo contrário ao adopta-se pequenos comprimentos no cordão de soldadura ($L_w/w < 0,7$ com $w = 0,5\pi d_i - t_p$), a rotura por arrancamento torna-se proeminente sobre a rotura circunferencial do CHS, (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008).

Numa ligação em que a rotura circunferencial é determinante, a resistência à tracção é dada por (estado limite último):

$$N_i = 0,9 \times A_n \times f_{u_i} \times \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{L_w}{w} \right)^{2,4} \right)^{5,7}} \right] \quad \text{se } L_w/w \geq 0,7$$

Senão, a rotura ocorre por destacamento do bloco, e a resistência à tracção será dada por (determinada pela participação da resistência à fractura na área efectiva em tracção e pela resistência da área bruta ao corte):

$$N_i = 0,9 \times \left[A_{nt} \times f_{u_i} + 0,58 \times A_{gv} \times \left(\frac{f_{y_i} + f_{u_i}}{2} \right) \right] \quad \text{se } L_w/w < 0,7$$

Portanto, o estado limite último relevante para a ligação está dependente do comprimento do cordão de soldadura.

Alguns autores (Weynand, K. et al, 1996) indicam que a maneira mais fácil de dimensionar estas ligações (quer seja em tracção, ou em compressão) é assegurar que $L_w \geq 1,3 d_i$, para a capacidade da ligação estar próxima da cedência do elemento.

Geralmente é adoptada uma soldadura envolvendo o gousset quando este é levado até á extremidade da ranhura. Não obstante, sempre que as soldaduras sejam para executar em obra a abertura da ranhura deverá respeitar a tolerâncias de fabricação.

Refira-se que nos tubos é difícil cortar ranhuras nas extremidades de tal forma que elas estejam alinhadas para não originar rotações ou ângulos de desvio entre ranhuras, todavia são permitidas pequenas variações no alinhamento da ranhura, porque o deslizamento do tubo ligado ao gousset é ainda difícil, (Cochran, 2003).

Recomendações para o traçado de goussets

Para facilitar o desenho geométrico do gousset existem equações que orientam para uma determinada configuração geométrica, no entanto, a sua utilização requer que algumas dimensões geométricas estejam pré-definidas pelo projectista. Estas equações são válidas para os casos em que o ângulo de inclinação do elemento com a viga (disposta na horizontal) está entre 30° e 60°, e a sua aplicação para

elementos fora deste intervalo conduzem a *goussets* pouco económicos e relativamente grandes, (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006).

No traçado da geometria dos *gousset* deverão ser evitados tanto quanto possível os cortes reentrantes ou chanfrados, exceptuando as curvas feitas para aparência, e extremidade paralelas são preferíveis às inclinadas (bordos curvos ou rectos), (Astaneh-Asl, 2010).

O comprimento do elemento entregue ao *gousset* deverá ser ligeiramente maior que o comprimento do cordão de soldadura, em cerca de 10 a 20 mm, para permitir uma terminação da soldadura ligeiramente afastada da extremidade do *gousset*. Quando nas extremidades do *gousset* são providenciados reforços, eles deverão terminar fora da zona de cedência do *gousset* (zona de formação da rótula plástica), para permitir a livre rotação aquando a formação da rótula plástica (evitar o empenamento do cordão de soldadura e possível iniciação da fractura no *gousset* devido há ocorrência de rotação inelástica quando o elemento tende a encurvar para fora do plano).

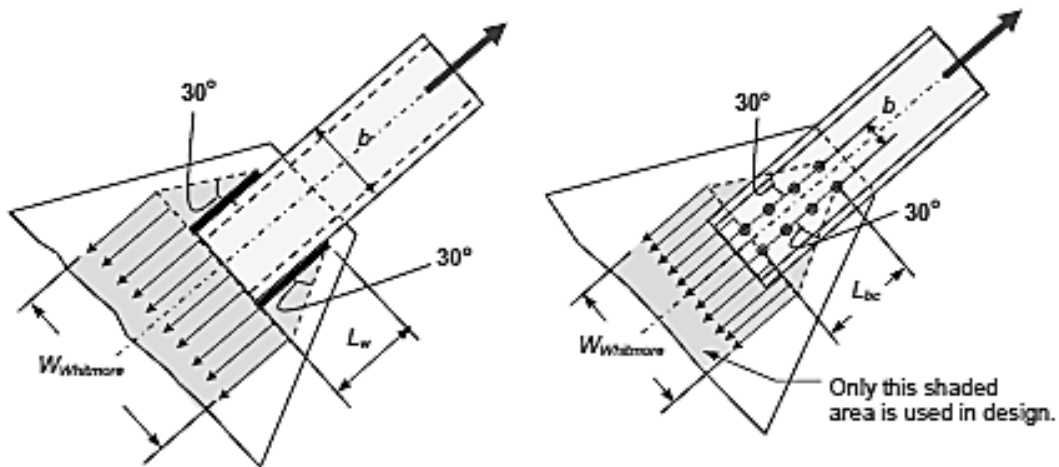


Figura 5 – Distribuição das tensões no *gousset* segundo o conceito de Whitmore, (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006)

Para estabelecer a geometria do *gousset*, primeiramente, deve-se calcular a secção de Whitmore utilizando uma das seguintes equações para ligações aparafusadas ou soldada, (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006):

$$W_{Whitmore} = b + \frac{2}{\tan 30^\circ} L_w \text{ para elemento soldado}$$

$$W_{Whitmore} = b + \frac{2}{\tan 30^\circ} L_{bc} \text{ para elemento aparafusado}$$

Em que, $W_{Whitmore}$ é a largura do *gousset* na extremidade do elemento utilizando o método de Whitmore; L_w, L_{bc} é o comprimento da ligação aparafusada ou soldada do elemento do *gousset*; b é a distância entre linhas de parafusos ou soldaduras.

Ou alternativamente, a partir de uma geometria delineada para o *gousset* onde os ângulos podem ser calculados de acordo com:

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{w_1 - \frac{b}{2} - a}{L_b} \right) ; \quad \alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{w_2 - \frac{b}{2} - a}{L_b} \right)$$

Onde, α_1 e α_2 são os ângulos da extremidade do *gousset* ao eixo do elemento; w_1 e w_2 é a porção de largura do *gousset* na extremidade do elemento (medida perpendicular ao eixo do elemento) correspondendo ao ângulo α_1 ou α_2 ; a é a distância da face do elemento até à extremidade do *gousset*; b é a largura do elemento no *gousset*; L_b é o comprimento do elemento no *gousset*. Refira-se que caso os ângulos não sejam iguais, eles não deverão diferir um do outro, preferencialmente, mais de dois graus.

A largura do *gousset* w na secção transversal ao longo da extremidade das linhas de soldadura (ou linhas da parafusos) é sugerida para ser igual ou ligeiramente menor do que a largura de *Whitmore* de tal modo que o ângulo entre o bordo do *gousset* e o eixo do elemento esteja entre 25 e 30 graus.

Depois de definida a largura do *gousset*, a espessura pode ser calculada por (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006):

$$t = \frac{T_R}{f_y \times w}$$

Em que, T_R é a máxima resistência à tracção requerida para dimensionamento da ligação; w é a largura do *gousset* na extremidade do elemento (medida perpendicular ao eixo do elemento).

Tendo em conta que a primeira restrição da ligação com o *gousset* é a parede do tubo, a configuração geométrica do *gousset* é estabelecida pelos parâmetros seguintes:

$$L_1 = (2a + b) \times \cos \theta ; L_2 = \left(\frac{L_{gph} + L_b}{\cos \alpha_2} \right) \times \sin(\theta + \alpha_2) ; L_3 = \frac{L_2}{\tan(\theta + \alpha_2)}$$

$$L_4 = (2a + b) \times \sin \theta ; L_5 = B + L_3 - L_4 ; L_6 = L_5 \times \tan(\theta - \alpha_1)$$

$$A = L_1 + L_2 - L_6 ; B = \frac{D}{\tan \theta} + \frac{W_{p2}}{\sin \theta} - C$$

Importa referir que podem existir pequenas diferenças das dimensões para satisfazer os requisitos de dimensionamento do *gousset*.

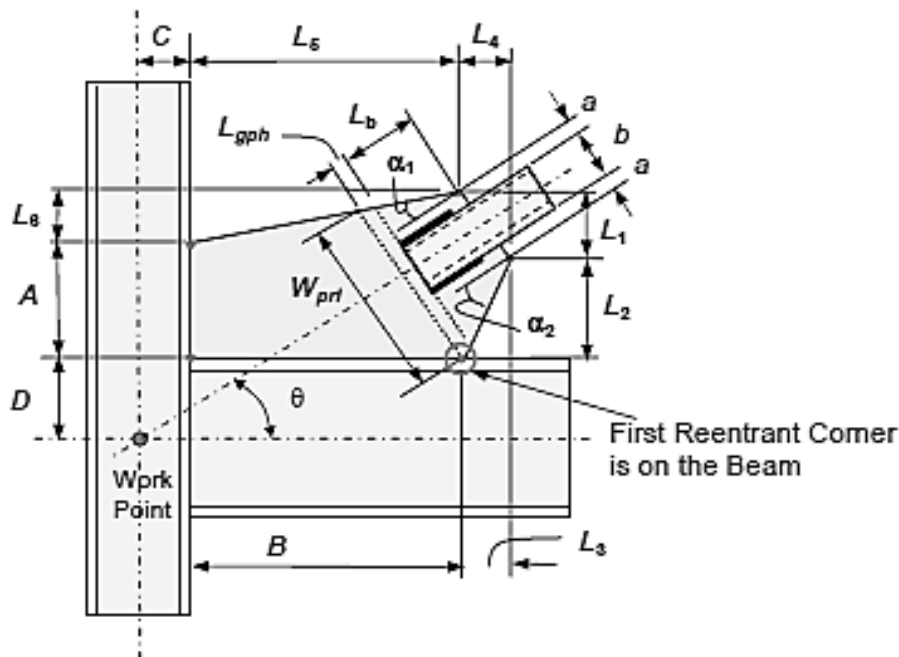


Figura 6 – Intersecção da linha limitada pela zona de rótula plástica com a viga, (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006)

Resistência das ligações com *goussets*

As ligações com *gousset* possuem duas partes distintas, nomeadamente, as componentes da ligação das chapas (consistindo em parafusos e soldaduras) e os próprios *goussets*.

A resistência da ligação no estado limite último avaliada através das componentes é estabelecida por um dos seguintes modos de rotura: rotura por corte nos parafusos ou rotura pelas soldaduras; rotura

por esmagamento dos parafusos (de encontro a um elemento); rotura devido a pequeno espaçamento à extremidade ou pequeno espaçamento entre os parafusos.

As roturas devido ao espaçamento entre parafusos e em relação à extremidade podem ser evitados se os limites mínimos indicados no Eurocódigo 3 na parte 1-8 forem satisfeitos.

A resistência da chapa *gousset* é estabelecida por um dos seguintes modos de rotura (Astaneh-Asl, 2010; Astaneh-Asl, 1998): cedência da área bruta definida pelo método de *Whitmore* (*gousset* com ligação a um elemento em tracção); fractura da área efectiva (definida pelo método de *Whitmore*) por arrancamento do bordo (*gousset* com ligação a um elemento em tracção); rotura em bloco por corte; encurvadura da chapa *gousset* em compressão; encurvadura da extremidade livre do *gousset*; cedência da área bruta crítica do *gousset* sob combinação de momento flector, corte e esforço axial; fractura da área efectiva crítica da chapa *gousset* sob combinação de momento flector, corte e esforço axial.

Para segurança e prevenção do colapso progressivo da estrutura, de acordo com o Eurocódigo 3 na parte 1-8, as ligações com *goussets* deverão ser dimensionadas para serem mais resistentes que o elemento mais fraco presente na ligação e não só para resistir à maior combinação de esforços a que estão sujeitos os elementos.

- Presença de tensões secundárias

As ligações efectuadas com recurso a *gousset* possuem alguma rigidez e como tal surgem momentos nas extremidades dos elementos (e também nos *goussets*) que deverão ser considerados, e o mesmo deverá ser feito com aqueles provenientes de uma excentricidade em relação ao ponto de referência da ligação. Nalguns casos, as tensões secundárias provenientes destes fenómenos, devido à distorção do elemento, não necessitam ser consideradas se o elemento possuir no plano paralelo à distorção uma largura menor do que um décimo do seu comprimento. Estas ligações podem ainda ser dimensionadas considerando apenas um esforço axial que inclua os efeitos de flexão, desde que, seja feita uma avaliação de como os efeitos de flexão afectam os esforços axiais (determinação de uma força axial hipotética/efectiva), (Astaneh-Asl, 2010).

Adicionalmente, para reduzir as tensões secundárias nos *goussets* e elementos, existem disposições construtivas que deverão ser adoptadas: os elementos estejam ligados de maneira a que os seus centros de acção (eixo centroidal) passem por um único ponto de referência; os parafusos ou soldaduras que ligam os elementos aos *goussets* deverão estar simetricamente dispostos, na medida do possível, segundo o eixo centroidal dos elementos.

- Rotura por cedência na secção bruta

A cedência do *gousset* pode ocorrer devido a tracção ou compressão directa, ou então, a combinação de flexão com corte e esforço axial. Ademais, a cedência devido à tracção ou compressão directa pode ocorrer dentro da área bruta com largura definida pelo método de *Whitmore*, (Astaneh-Asl, 1998).

A secção de *Whitmore* é estabelecida pela área proveniente do traçado de duas linhas perfazendo 30° (ângulo de distribuição assumido pela trajectória das tensões dentro do *gousset*) a partir do centro dos últimos parafusos (ou fim da soldadura), até à intersecção da linha que passa através da primeira linha de parafusos (ou início da soldadura) e que é perpendicular ao eixo do elemento.

A resistência nominal de cedência da secção de *Whitmore* de um *gousset* sob esforço axial directo (compressão ou tracção) é dado por (Astaneh-Asl, 2010):

$$R_{n,w} = A_{g,w} \times f_y$$

Onde, $A_{g,w}$ é a área bruta do *gousset* na secção *Whitmore* definida por: $A_{g,w} = w \times t_g$, onde w é a largura da secção de *Whitmore* e t_g é a espessura do *gousset*.

A cedência da secção de *Whitmore* do *gousset* é o modo de rotura mais adequado.

- Rotura por fractura na secção efectiva

A área efectiva da secção de *Whitmore* pode fracturar se a força no elemento for de tracção (existe a possibilidade de a secção efectiva do *gousset* ao longo da última linha de parafusos ficar bastante fraca e esse modo de rotura tornar-se predominante). A resistência nominal última da secção de *Whitmore* de um *gousset* sob esforço de tracção directo é dado por (Astaneh-Asl, 2010):

$$R_{n,wn} = A_{n,w} \times f_u$$

Onde $A_{n,w}$ é a secção efectiva do *gousset* na secção *Whitmore*.

A fractura da secção de *Whitmore* do *gousset* é um modo de rotura não dúctil.

- Rotura em bloco por corte

A rotura em bloco por corte pode ocorrer numa placa *gousset* onde há elementos em tracção conectados. A capacidade de um *gousset* à rotura em bloco por corte pode ser prevista pelo método de *Whitmore*, (Astaneh-Asl, 1998).

A resistência nominal à rotura em bloco por corte no *gousset* é dada por (Astaneh-Asl, 2010; Topkaya, 2007):

$$\text{Se } A_{nt} \geq 0,6 \times A_{vn} : R_{nbs} = 0,6 \times f_y \times A_{vg} + f_u \times A_{tn} \quad (1)$$

Onde $A_{vg} = (L \times t)$ é a área bruta ao longo do plano resistindo a tensões de corte e A_{tn} é a área efectiva ao longo do plano resistindo a tensões de tracção.

$$\text{Caso contrário : } R_{nbs} = 0,6 \times f_u \times A_{vn} + f_y \times A_{tg} \quad (2)$$

Onde A_{vn} é área efectiva ao longo do plano resistindo a tensão de corte e $A_{tg} = (S \times t)$ é a área bruta ao longo do plano resistindo a tensões de tracção.

A equação 1 corresponde à situação em que a rotura ocorre devido à cedência da área bruta por corte e fractura na área efectiva por tracção. A equação 2 corresponde à situação em que há fractura por corte na área efectiva, enquanto a área bruta entra em cedência por tracção.

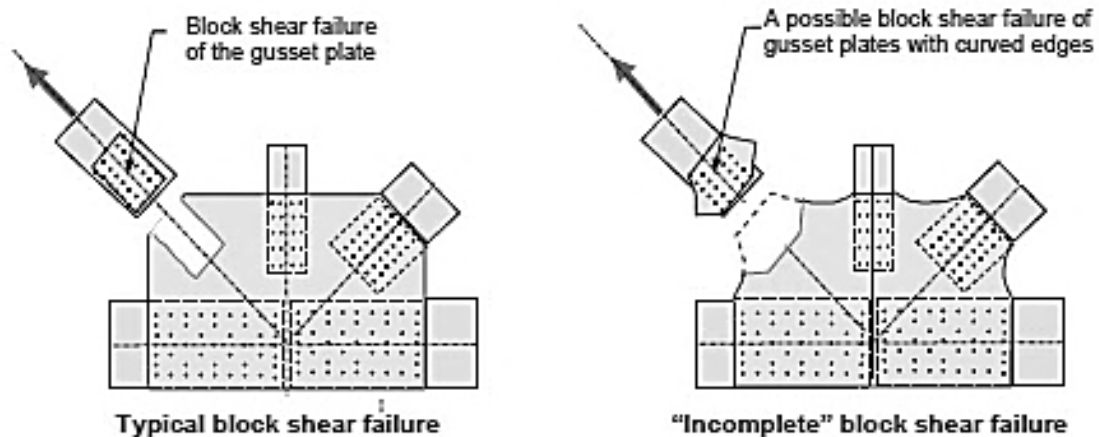


Figura 7- Rotura em bloco por corte num *gousset*, (Astaneh-Asl, 2010)

Para os casos em que a placa *gousset* é relativamente estreita e longa, e nos casos em que a extremidade é curva, uma rotura por destacamento incompleto do bordo poderá acontecer. Na situação de ligações aparafusadas em que existem extremidades com curvas, na área efectiva em tracção, A_{nt} , deverá adicionar-se o termo $\left(\frac{S^2}{4 \times g}\right) \times t$ para cada uma dessas extremidades, em que: S é a distância

paralela à força de tracção aplicada; g é a distância perpendicular à força de tracção aplicada, (Shi, 2005).

Alguns autores (Astaneh-Asl, 2010) estabelecem que este termo adicional só deverá ser contemplado para situações em que a extremidade curva é não paralela ou perpendicular à linha de acção da tracção.

A rotura por destacamento do bloco é considerada um modo de rotura não dúctil.

- Encurvadura do gousset

A encurvadura dos *gousset* pode ocorrer sobre as áreas próximas do bordo, a qual é chamada encurvadura de bordo, ou ela pode ocorrer nas áreas interiores do *gousset*, a qual é chamada como encurvadura do *gousset*. Dependendo do número de elementos em compressão que estão ligados ao *gousset*, a região de encurvadura pode ser pequena ou grande.

Apesar de não existirem disposições para a encurvadura de bordo, alguns autores (Astaneh-Asl, 2010) mostraram que ela pode ser prevenida pela adição de reforços no bordo, melhorando também a capacidade à encurvadura nas áreas interiores. De modo semelhante para a adição de reforços nas áreas interiores, isto é, a encurvadura nas áreas interiores é prevenida e produz melhorias na capacidade de encurvadura de bordo.

Para estabelecer a capacidade de encurvadura do *gousset* sujeito a compressão directa, a largura efectiva de *Whitmore* pode ser usada.

Como existe possibilidade do *gousset* encurvar fora do plano, é necessário estabelecer um comprimento efectivo para determinar o coeficiente de redução.

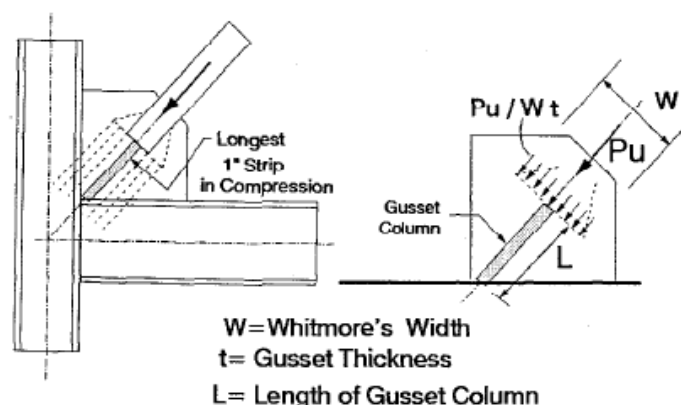


Figura 8 – Modelo de cálculo para determinar a capacidade de encurvadura de um *gousset*, (Astaneh-Asl, 1998)

Como medida para estabelecer o comprimento efectivo, a secção de *Whitmore* do *gousset* é dividida em faixas, cada uma com largura igual a uma unidade de medida (adequada), e para cada faixa é considerada uma escora independente como secção rectangular, (Astaneh-Asl, 2010; Astaneh-Asl, 1998; Brown, 1988).

O comprimento da faixa localizada no eixo que passa pelo centro do elemento comprimido é sugerido como o comprimento de escora para todas as faixas.

Esta hipótese é aceitável porque as faixas não são escoras separadas umas das outras, mas sim como parte de uma placa contínua, com as tensões distribuídas de uma faixa para outra à medida que o carregamento aumenta.

Se num *gousset* estão ligados dois elementos adjacentes sob compressão, as tensões de compressão resultantes de cada um deles terão de ser adicionadas, dando origem a maiores tensões de compressão do que considerando os elementos individualmente.

Como hipótese aceitável pode-se assumir que as forças aplicadas no *gousset* são distribuídas ao longo da largura de *Whitmore*.

Este modo de rotura é considerado como modo de rotura não dúctil.

- Encurvadura do bordo livre do *gousset*

Quando um elemento comprimido está ligado a um *gousset*, a extremidade livre do *gousset* pode encurvar sob tensões de compressão. A encurvadura do *gousset* é um modo de rotura separado da encurvadura das áreas interiores do *gousset*, pelo que quer esteja ou não feito o dimensionamento do *gousset* para o estado limite último de encurvadura, não está garantida a segurança à encurvadura no bordo, (Astaneh-Asl, 2010; Astaneh-Asl, 1998).

Para evitar a encurvadura do bordo sob cargas monotómicas antes de cedência do *gousset* (capacidade máxima de compressão):

$$\frac{L_{fg}}{t_g} \leq 24,8\varepsilon$$

Se esta condição não é respeitada numa extremidade livre, quer na vertical ou na horizontal, é necessário adicionar reforços no *gousset*, mas a sua localização não deverá ultrapassar a linha de cedência do *gousset*.

Alguns autores (Cochran & Honeck, 2004) afirmam que o elemento pode ser considerado como enrijecedor no bordo livre, excepto quando a distância perpendicular desde a superfície do elemento até ao bordo livre do *gousset* excede a distância definida para elementos compactos:

$$\frac{b_p}{t_p} \leq 9,12\varepsilon$$

Sendo, o comprimento do bordo livre do *gousset* com rigidez conferida pelo elemento dado por:

$$L_s = \frac{b_p - a}{\sin 30^\circ}$$

Onde 30° é o ângulo de distribuição assumido pela trajectória das tensões dentro do *gousset*.

- Cedência de secções críticas da chapa *gousset* sob combinação de esforços

As secções críticas dos *gousset* podem atingir a cedência sob a combinação de esforços axiais, flexão e corte. Para avaliar se a tensão proveniente de combinação de esforços não excede a tensão de cedência do material, o método das secções ou, uma análise recorrendo ao método de elementos finitos podem ser utilizados.

Na aplicação da teoria de vigas, as secções do *gousset* são assumidas vigas, e pela utilização de diagramas de corpo livre são estabelecidos os esforços axial, corte e momento flector que actuam nas secções críticas do *gousset*. Seguidamente determinam-se as tensões normais e tangenciais e comparam-se com as tensões admissíveis: a tensão normal é estabelecida pela interacção linear das tensões normais devido à força axial e momento flector; as tensões tangenciais são calculadas pelo quociente da força de corte actuante com a área da secção crítica do *gousset* (ou seja, admitindo tensões tangenciais uniformes).

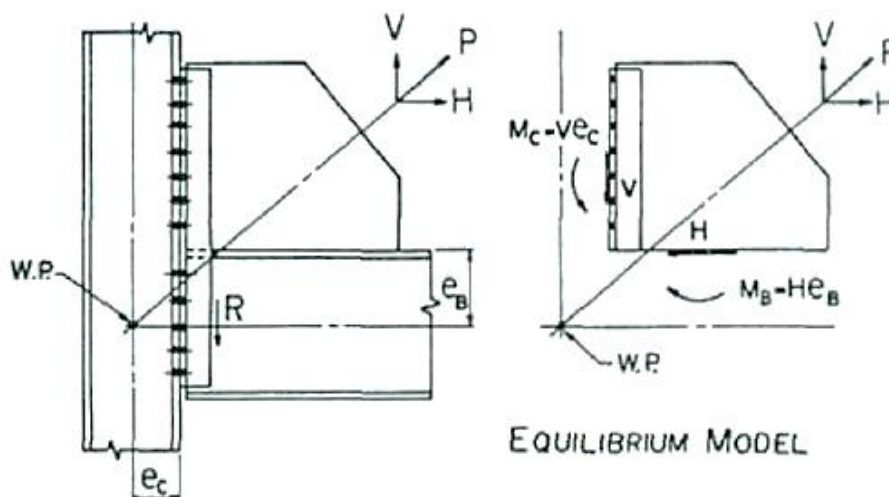


Figura 9 – Modelo simples para equilíbrio das forças, (Thornton, 1992)

A verificação de segurança à cedência nas secções críticas dos *gousset* é dada por (Astaneh-Asl, 2010; Thornton, 1992):

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \times t} + \frac{M \times c}{I} \leq \sigma_{allow} ; \tau_{max} = \frac{V}{L \times t} \leq \tau_{allow}$$

Onde, $I = \frac{t \times L^3}{12}$ é o momento de inércia da secção crítica; σ_{max} é a máxima tensão normal actuante na secção crítica do *gousset*; N, M e V são os esforços actuantes na secção crítica do *gousset*; L é o comprimento da secção crítica; σ_{allow} é a tensão normal admissível para o material do *gousset*.

Alguns autores (Astaneh-Asl, 1998) afirmam que a distribuição de tensões nas secções críticas do *gousset* devido à combinação de esforços, não é similar à distribuição de tensões em vigas, onde usualmente a tensão normal é máxima nas fibras extremas (mais afastadas do eixo neutro) e a tensão de corte é máxima no eixo neutro. No entanto, os valores máximos das tensões normais e de corte obtidos pela teoria de vigas estão bastantes próximos aos obtidos em ensaios experimentais.

A verificação dos *goussets* para a tensão presente na secção crítica pode apresentar algum problema quando os *goussets* têm geometria irregular (ocasionalmente, nos sistemas de contraventamento), deste modo, devem ser tomadas as secções paralelas aos elementos (potencialmente críticas), e para o cálculo da tensão máxima nessas secções críticas, pode-se aplicar método de teoria de vigas, (Astaneh-Asl, 2010).

- Fractura em secções críticas de *gousset*

A área efectiva das secções críticas dos *gousset* pode fracturar sob combinação de esforço axial, momento flector e corte.

Para este modo de rotura, segue-se um estudo similar ao efectuado para a cedência da secção crítica do *gousset* sob combinação de esforços, (Astaneh-Asl, 2010).

- Disposições construtivas

É recomendado o uso de *gousset* simétricos em relação ao eixo do elemento, para permitir um uso eficiente do material e uma maior área para distribuição de tensões.

Quando é previsto que o material fique exposto a condições severas de corrosão, a espessura mínima dos *gousset* deverá ser pelo menos 10 mm, mesmo que o material esteja protegido contra a corrosão, (Astaneh-Asl, 2010).

A distância máxima dos parafusos ao bordo e entre parafusos (qualquer que seja a direcção) é muito importante no dimensionamento e avaliação do *gousset* em termos de prevenção da encurvadura local, assim como para prevenir a corrosão e formação de ferrugem.

Na escolha da classe de aço deve-se levar em atenção que as classes de elevada resistência, dado que apresentam uma tensão de cedência próxima da tensão última, tornam uma rotura frágil predominante sobre uma rotura dúctil (desaconselhável no comportamento da ligação com *gousset*), não obstante, a classe de aço mínima recomendada para as chapas *gousset* é a S355.

Apêndice 18 – Considerações para a fixação de peças metálicas ao betão com varões\parafusos atravessantes

Quando há necessidade de se transmitirem cargas pesadas ou grandes excentricidades, a solução de uma ligação com parafusos\varões atravessantes é mais rentável que a utilização de buchas, (Ogden & Henley, 1996).

Seguindo esta prática, para efectuar-se a ligação de elementos estruturais a uma parede de betão (suporte de apoio) é costume utilizarem-se para varões nervurados (possibilitam a transmissão de esforço por aderência) ou parafusos roscados atravessando a parede de lado a lado, especialmente, quando os esforços a transmitir são significativos (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005).

As aberturas para passagem dos parafusos podem ser feitas pela perfuração da parede (opção para pós-betonagem), ou então, os parafusos\varões são cobertos por um invólucro de PVC que actua como negativo durante a betonagem da parede de betão (opção para pré-betonagem) (Mascarenhas, 2006).

A instalação prévia de negativos na parede de betão é relativamente fácil durante a cofragem, porém devem ser tomados cuidados para se garantir uma correcta posição (para evitar que surjam desvios nas direcções perpendiculares ao eixo longitudinal dos furos), a fim de evitar excentricidades excessivas que provocam uma redução significativa da resistência ao arrancamento.

A solução baseada na perfuração da parede de betão é vantajosa porque pode ser executada independentemente do plano de trabalhos de betonagem e permite que a chapa de ligação funcione como molde de perfuração, mas, em contrapartida, é incómoda devido à existência de armaduras dentro do betão.

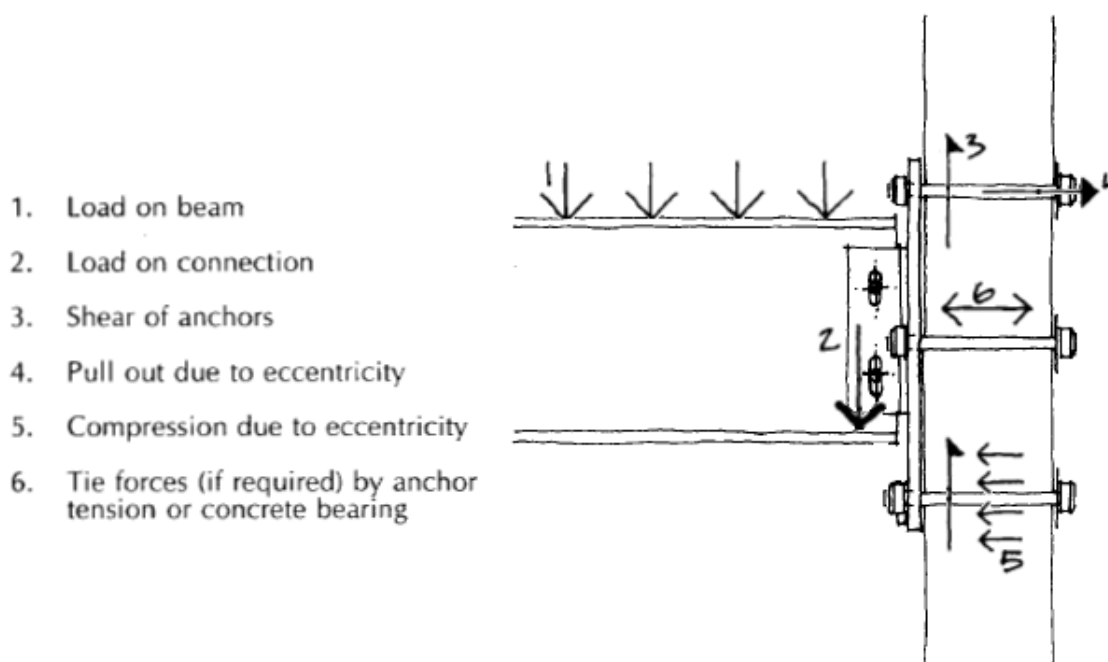


Figura 1 – Diagrama do caminho de cargas, adaptado de (Ogden & Henley, 1996)

De qualquer forma, em termos de comportamento este tipo de ligação é fiável mesmo quando a solicitada à tracção porque ela depende sempre da resistência local do betão, especificando melhor, a utilização de chapas de extremidade em ambas as faces da parede garante que o betão resista sempre por compressão (ver Figura 1). Todavia, a presença de uma chapa de extremidade com parafusos\varões e porcas nas costas da parede de betão nem sempre é esteticamente aceitável (embora o seu detalhe construtivo seja simples).

Resistência da ligação à compressão

Nas casos em que a ligação está comprimida pelo elemento estrutural (peça solicitada à tracção) apenas há que verificar o esmagamento do betão devido à força localizada, e cuja resistência está definida quer no Eurocódigo 2 quer no Eurocódigo 3.

Resistência da ligação à tracção

É de realçar que as várias literaturas técnicas discutem apenas sobre ancoragens parcialmente penetradas, sendo exemplo disso as publicações: Manual de suporte da HILTI (HILTI, 2009); Anexo D da norma (ACI 318-08, 2008); Anexo C da especificação técnica (ETAG 001, 2010); aliás, esses mesmos documentos indicam que os cálculos de dimensionamento não cobrem caso de ancoragens totalmente penetradas.

A principal questão é a definição dos modos de rotura pois em bom senso de engenharia, os modos de rotura para ancoragens parcialmente penetradas são diferentes daqueles para ancoragens com penetração total (atravessam o elemento na totalidade).

Para a situação de uma ancoragem que atravessa uma parede de betão (penetração total) e com uma chapa de extremidade em ambas as extremidades, ir-se-á considerar que as verificações para uma solicitação de tracção são pelo menos as seguintes:

- Rotura pelo aço – a resistência à tracção do varão roscado/nervurado caracterizado pela cedência do aço pode ser encontrada no Eurocódigo 3 ou no Eurocódigo 2 – parte 1, conforme o caso;
- Rotura por arrancamento – a resistência característica de uma ancoragem (admitindo a utilização de varão nervurado) é definida pela aderência entre a superfície de contacto do varão com o betão. A influência da presença de outras ancoragens não é quantificável no Eurocódigo 2 (redução da capacidade resistente pelo facto das áreas de influência se sobreporem), porém é indicado no mesmo que para assegurar adequadas condições de aderência se deve garantir uma distância livre entre varões, pelo menos igual a:

$$s \geq \text{Max}\{\phi \ d_g + 5 ; 20 \text{ mm}\}$$

Em que, d_g é a dimensão máxima do agregado e ϕ é o diâmetro do varão roscado.

- Rotura por esmagamento – para evitar uma rotura localizada da ancoragem é costume definirem-se parâmetros geométricos mínimos, mas devido à ausência de estudos na área, ainda não é possível avaliar os parâmetros geométricos a respeitar (por esta razão que esta verificação não será levada em consideração).

Há ainda que atender ao facto de quando a força de aderência se esgota (utilização de varão nervurado) ou é inexistente (utilização de parafuso roscado) e a cedência do aço não sucedeu, levando à ocorrência de compressões na outra face da parede de betão devido à existência de uma chapa de extremidade.

A utilização de chapa de extremidade é fundamental para que exista uma distribuição de tensões mais uniforme (devido às diferenças de comportamento dos materiais presentes na ligação) evitando ocorrência de tensões excessivas junto à área de apoio.

Para a definição do diâmetro de apoio, d_w , pode-se admitir que a força aplicada pelo parafuso/varão na chapa de extremidade é uniformemente distribuída sob o diâmetro da anilha, ou no diâmetro do círculo circunscrito pela cabeça do parafuso ou da porca, conforme o caso.

A viabilidade da hipótese anterior é fortalecida pela utilização em projecto de parafusos com pré-esforço (categoria E: ligações pré-esforçadas), o qual evita o desencosto das superfícies de contacto

(questões de segurança). De acordo com a Parte 1.8 do Eurocódigo 3, para se garantir uma boa qualidade de execução o pré-esforço mínimo a aplicar deve ser 50% de $F_{p,c}$ (força de pré-esforço), todavia para uma utilização completa do pré-esforço devem-se respeitar considerações adicionais relativas às forças decorrentes da rigidez da ligação (também indicadas na Parte 1-8 do Eurocódigo 3).

As verificações adicionais a fazer no dimensionamento desta ligação para uma solicitação de tracção são as seguintes:

- Para o contacto entre o varão e a superfície da chapa de extremidade há que verificar a cedência do varão nervurado/roscado por tracção e o punçoamento da cabeça do varão/porca (as resistências para estes modos de rotura estão definidas no Eurocódigo 3 e Eurocódigo 2);
- Para o contacto entre a chapa de aço e a superfície de betão, há que verificar o esmagamento do betão devido às forças concentradas (a força resistente da área carregada está definida no Eurocódigo 2 e no Eurocódigo 3).

Usualmente é a força resistente do betão comprimido que se evidencia, porque a utilização de uma chapa de contacto redistribui as tensões da força provocada pelo parafuso e consequentemente as deformações são pequenas (nalguns casos quase nulas – quando se usa uma chapa espessa).

Apêndice 19 – Considerações prévias às chapas de extremidade

Devido à importância da racionalização da fabricação e montagem de uma estrutura metálica (ou mesmo, para facilitar o transporte devida há subdivisão de peças longas), actualmente já existem alguns detalhes *standard* para ligações metálicas com resistência total (Requena & Santos, 2007).

Um exemplo disso acontece nas ligações de chapa de extremidade em tubos circulares fechados (sem esquadros de reforços), cujo comportamento foi estudado por modelos analíticos e experimentais. Nos detalhes *standard* destas ligações (ver Figura 1) assume-se que; a chapa de extremidade é circular e contínua; os parafusos estão dispostos simetricamente e igualmente espaçados ao longo da chapa; a distância e_2 desde a linha (circunferência) dos parafusos até à extremidade da chapa é assumida igual à distância e_1 desde a parede do tubo até à linha dos parafusos; a ligação é sobretudo solicitada estaticamente (Packer, Sherman, & Lecce, 2010; Packer & Henderson, 1997).

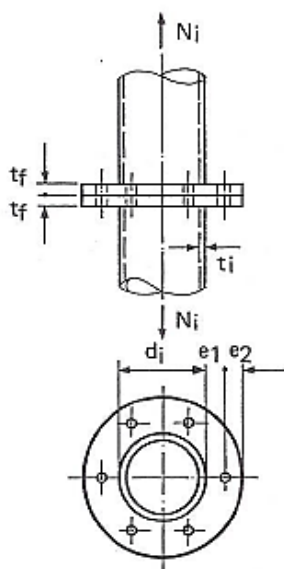


Figura 1 – Detalhes standard para ligações de chapa de extremidade com resistência total (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008)

Ressalte-se que os estados limites tidos em consideração na concepção dos detalhes construtivos foram os seguintes (Packer, Sherman, & Lecce, Steel design guide 24, 2010): resistência última da chapa de extremidade; resistência última dos parafusos à tracção, incluindo ou não a acção de alavanca; resistência última da soldadura que liga a chapa de extremidade e o tubo (ver Figura 2). Em resultado disso, as ligações mais económicas foram aquelas em que a força de alavanca foi permitida, e com o modo de rotura associado à plastificação da chapa de extremidade, mas sem rotura por tracção dos parafusos (elevada classe de resistência). (Requena & Santos, 2007; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer & Henderson, 1997).

Enfim, tendo em conta esse modo de rotura (ocorrência de cedência completa do tubo) é proposto um método de dimensionamento baseado nas equações descritas a seguir (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008).

A espessura da chapa de extremidade é determinada por:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times N_{Ed}}{f_{yp} \times \pi \times f_3 / \gamma_{Mu}}}$$

Onde, N_{Ed} é a força de tracção do elemento; f_{yp} é a tensão de cedência da chapa; $\gamma_{Mu} = 1,10$ é o factor parcial de segurança; t_p é a espessura da chapa de extremidade.

O número de parafusos necessários para a ligação de chapa de extremidade pode ser determinado pela equação:

$$n_b \geq \frac{N_{Ed}}{F_{t,Rd}/\gamma_{Mu}} \times \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \times \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$$

Onde $F_{t,Rd}$ é a resistência última de tracção do parafuso na parte roscada e f_3 é o coeficiente de forma da ligação definido da seguinte maneira:

$$f_3 = \frac{1}{2k_1} \times \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1} \right)$$

Os parâmetros envolvidos são iguais a:

$$r_1 = \frac{d_c}{2} + 2e_1 ; \quad r_2 = \frac{d_c}{2} + e_1 ; \quad r_2 = \frac{d_c - t_c}{2} ; \quad k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) ; \quad k_3 = k_1 + 2$$

A distância dos parafusos à extremidade da placa deverá ainda respeitar (Requena & Santos, 2007):

$$\frac{\pi(d_c + 2e_1)}{n_b} \geq 3d$$

É fácil observar que o método de dimensionamento é especificamente baseado para um carregamento axial, mas frequentemente as secções circulares ocas estão sujeitas à combinação de flexão composta (presença de esforço axial e momento flector), em tais casos, uma carga efectiva hipotética pode ser calculada para ser utilizada nas expressões de cálculo (Wardenier, Packer, Zhao, & Van der Vegte, 2010; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008):

$$N'_{Ed} = \left(\frac{N_{Ed}}{A_{c,Rd}} \pm \frac{M_{Ed}}{W_{c,Rd}} \right) A_{c,Rd}$$

Onde, $A_{c,Rd}$ é a área da secção transversal e $W_{c,Rd}$ é o módulo de flexão da secção transversal.

De qualquer forma, este procedimento é especialmente conservativo para secções circular ocas, porém, se for considerada a força axial pequena então dever-se-á dimensionar também para uma força axial específica que dê garantias de integridade estrutural (está-se sempre do lado da segurança ao considerar a força de tracção máxima do elemento).

Não obstante, é indicado por alguns autores (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer, Sherman, & Lecce, 2010) que é difícil avaliar a resistência nominal da ligação devido à complexidade de tomar em conta a acção de alavanca na flexão da chapa, contudo nos detalhes *standard* destas ligações está implicitamente permitida uma força de alavanca próxima de $1/3$ da força total dos parafusos à tracção.

Acrescente-se que para conseguir menores espessuras de chapa de extremidade (e também para minimizar a acção de alavanca) a dimensão e_1 (ver Figura 1) deverá ser o mais pequena possível (cerca de $1,5d$ a $2d$, sendo d é o diâmetro do parafuso), mas atendendo às folgas necessárias para uma chave de aperto (distância entre a porca e a soldadura deverá ser pelo menos de 5mm) e o mínimo requerido pela Parte 1.8 do Eurocódigo 3 (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Requena & Santos, 2007; Packer, Sherman, & Lecce, 2010).

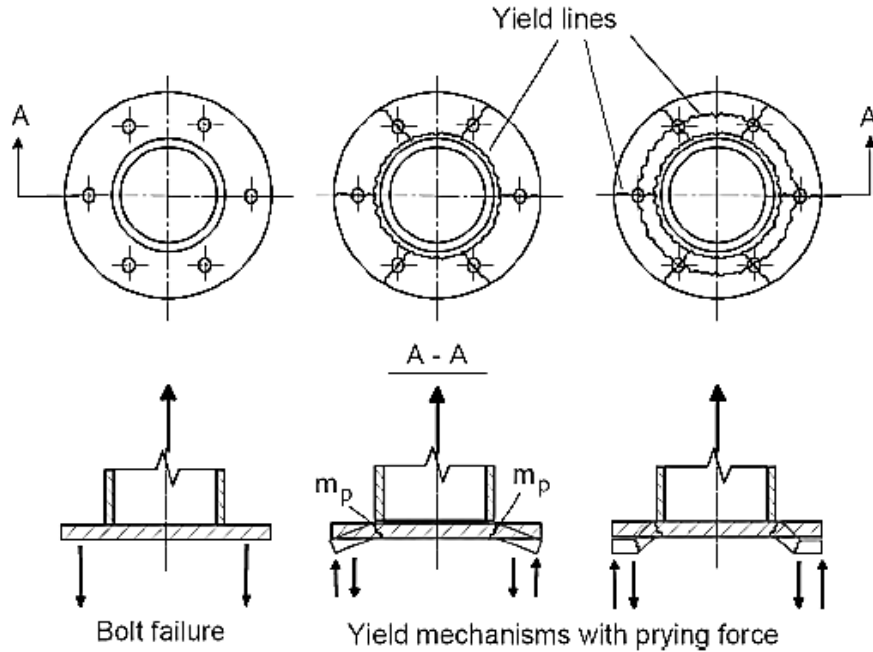


Figura 2 – Modos de rotura para ligações aparafusadas de chapa de extremidade com tubo circular fechado (Wardenier, Packer, Zhao, & Van der Vegte, 2010)

Por vezes é conveniente que as ligações com chapa de extremidade sejam rígidas (situação comum nas tubagens mecânicas)¹ para atenuar os esforços nos parafusos traccionados através da redução das forças de alavanca na extremidade (placa rígida com subtil pressão máxima menor que a tensão de cedência), e para tais situações utiliza-se a expressão seguinte (Lescouarc'h, 1988):

$$t_p \geq \sqrt{k \times \frac{n_p \times F_{T,Rd}}{\sigma_{u,p}}}$$

Onde, k é um coeficiente que leva em conta a distribuição de tensões na placa de extremidade em função da localização do furo, $D' = D + 2e_1$, e do diâmetro de exterior do tubo, D_{ext} ; n_p é o número de parafusos (incluem-se todos os parafusos); $F_{T,Rd}$ é o esforço de tracção de um parafuso isolado.

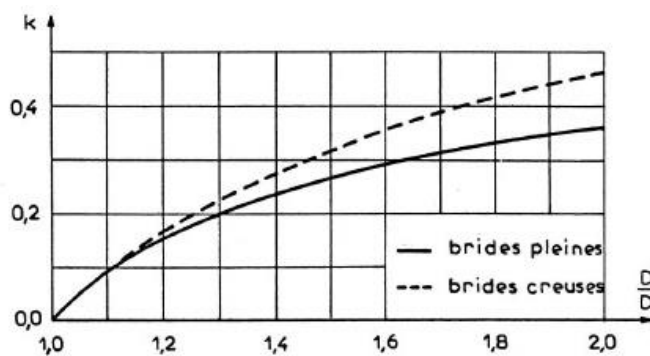


Figura 3 – Coeficiente k para chapa frontal de extremidade cheia ou oca, (Lescouarc'h, 1988)

Saliente-se que a expressão anterior transpõe um conjunto de verificações necessárias numa ligação de uma placa de extremidade a um tubo circular fechado sujeito a tracção pura, mas na sua utilização

¹ Saliente-se que a espessura da chapa de extremidade em relação à dimensão e resistência dos parafusos deverá ser cuidadosamente seleccionada, porque se ela é demasiado espessa os parafusos irão falhar primeiro produzindo uma ligação não dúctil, e se ela é muito fina tanto a resistência como a rigidez serão diminutas.

existem requisitos de aplicabilidade: o número de parafusos deverá ser pelo menos igual a 6 e o afastamento entre furos não deverá ultrapassar $5d$, onde d é o diâmetro do parafuso.

Por outro lado, alguns autores (SCI/BCSA Connections Group, 1997) indicam que uma ligação de chapa de extremidade é resistente e eficiente na transmissão de momentos, se a espessura para a chapa for aproximadamente igual ao diâmetro do parafuso (por exemplo, chapa com espessura de 20 mm para parafusos M20, ou chapa com 25 mm para parafusos M24), forem utilizados parafusos de classe 8.8 e usada uma geometria característica de detalhes *standard*.

Apêndice 20 – Considerações prévias aos esquadros de reforço

Uma utilização de esquadro de reforço é quando uma concentração de tensões não é possível de absorver pelo elemento, porque ao utilizarem-se reforços consegue-se uma distribuição dessas tensões. Para assegurar uma adequada zona de apoio nos reforços recomenda-se que o ângulo de corte fique pelo menos 12,5 mm afastado a área de contacto (Salmon, Johnson, & Malhas, 2009).

Para analisar um reforço sujeito a uma carga de compressão ou tracção há que fazer a distinção entre reforço triangular e rectangular (ou de configuração semelhante), porque há diferenças de comportamento consoante o ângulo de corte. Devido à rigidez da zona de suporte, o reforço está sujeito a tensões mais elevadas na zona de bordo livre do que no seu interior (Blodgett, 1991).

Em relação às soldaduras refira-se que, independentemente da configuração do reforço, os cantos dos reforços são geralmente cortados de modo que os cordões de soldadura possam contornar o bordo desses reforços (Lescouarc'h Y. , 1982).

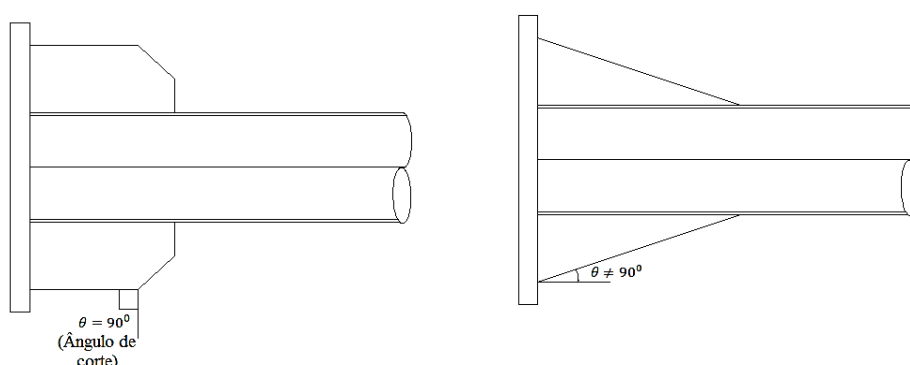


Figura 1 – Dois casos de esquadro de reforço com diferentes ângulos de inclinação na extremidade livre

Para tubos circulares de paredes relativamente espessas em relação ao diâmetro (secções de classe 1 ou 2), pode-se reforçar a chapa de extremidade com placas triangulares de cantos cortados, recomenda-se que o seu comprimento seja 2 a 3 vezes o diâmetro exterior do tubo circular. Porém em muitos casos, a utilização destes reforços triangulares simples não é possível, porque há risco de punçoamento do tubo circular na zona em contacto com os reforços. Para evitar esse efeito, devemos prolongar o reforço no interior do tubo, ou dispor de “elementos” para distribuir este esforço de punçoamento: banzo simples (reforço com forma próxima da rectangular), cintura circular (também chamado anel de compressão). O banzo simples atenua bem o efeito de punçoamento mas é difícil justificar o calculo de dimensionamento (Lescouarc'h Y. , 1988).

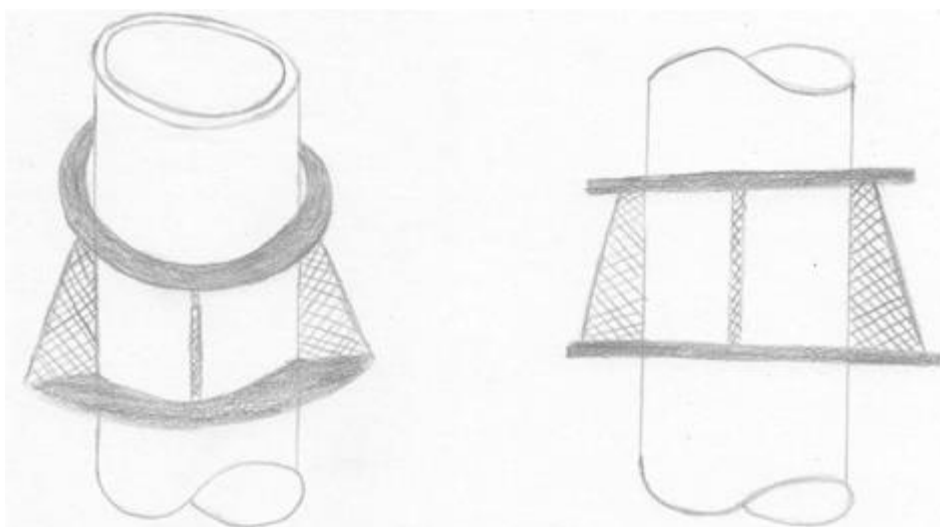


Figura 2 –Tubo circular fechado reforçado com esquadros de reforços e anéis de compressão

Para assegurar uma eficaz distribuição de tensões, a espessura do reforço, t_r , deverá ser igual ou superior à espessura do elemento de suporte, t_s (Salmon, Johnson, & Malhas, 2009):

$$t_r \geq t_s$$

Para prevenir a encurvadura local do reforço (dispensa a sua verificação), a espessura do reforço t_r deverá respeitar a seguinte condição (garante que a secção é de classe 3):

$$\frac{b_r}{t_r} \leq 16,7\epsilon$$

Para assegurar um comportamento eficiente dos parafusos, eles não devem ser colocados para além das linhas que unem as extremidades dos reforços (Lescouarc'h Y. , 1988). Nos casos em que os parafusos tenham de suportar uma força de tracção, eles devem ser dimensionados de modo a resistirem também à força adicional resultante do efeito de alavanca, a qual depende da rigidez relativa e das proporções geométricas dos elementos de ligação (NP EN 1993-1-8, 2010).

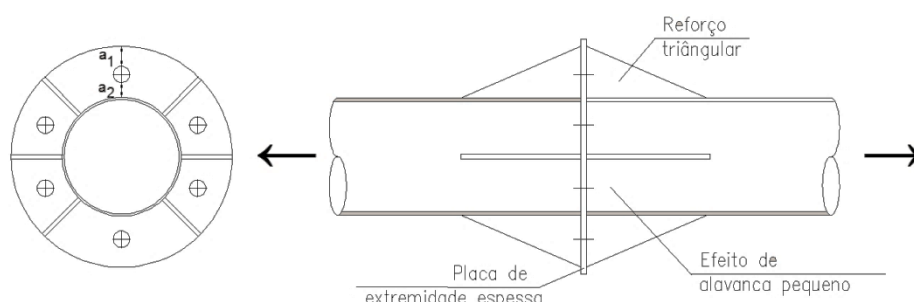


Figura 3 – Efeito das proporções geométricas no efeito de alavanca, adaptado de (ENV 1993-1-1, 1992)

No caso de esquadros de reforço soldados a uma placa de extremidade, para que a resistência dos parafusos não seja praticamente afectada pelos efeitos de alavanca, alguns autores (Lescouarc'h Y. , 1988) propõem que a largura do reforço seja pelo menos:

$$b_r \geq a_2 + 1,5d_0$$

Onde a_2 é a distância entre o eixo do furo e a face da soldadura e d_0 é o diâmetro normalizado do furo.

Ainda relativamente à ligação com chapa de extremidade, para se obter uma rigidez suficiente no conjunto da ligação, o reforço deverá respeitar o critério de proporção indicado na condição seguinte (o comprimento do reforço deverá ser o dobro da largura):

$$L_r \geq 2b_r$$

Acrescente-se como disposição construtiva, o facto de o reforço ter também possuir uma espessura adequada para execução das soldaduras, de modo que não fique sobrecarregado pela acção do corte (Salmon, Johnson, & Malhas, 2009):

$$t_r \geq 2,0a \text{ para aço S275}$$

$$t_r \geq 1,50a \text{ para aço S355}$$

Propriedades mecânicas dos esquadros de reforço

Para avaliar a capacidade resistente dos reforços, por exemplo, indicados nas Figura 1 e Figura 3, primeiramente é necessário determinar as propriedades mecânicas das secções dos reforços. Considerando a situação de flexão no reforço junto das paredes do tubo, resulta que o eixo neutro está sensivelmente localizado na face da chapa (de extremidade) em contacto com o reforço (ver Figura 4), estando esta hipótese válida por causa do efeito de suporte. Ora, se para efeitos de cálculo de inércia

em relação a esse eixo admitir-se que a contribuição da chapa é negligenciável, então as características mecânicas são as seguintes:

- Momento de maior inércia da secção: $I_r \approx \frac{t_r \times L_r^3}{3}$
- Módulo de flexão elástico: $\frac{I_r}{v} \approx \frac{t_r \times L_r^2}{3}$
- Área da secção: $A_r \approx \frac{t_r \times L_r}{1,5}$

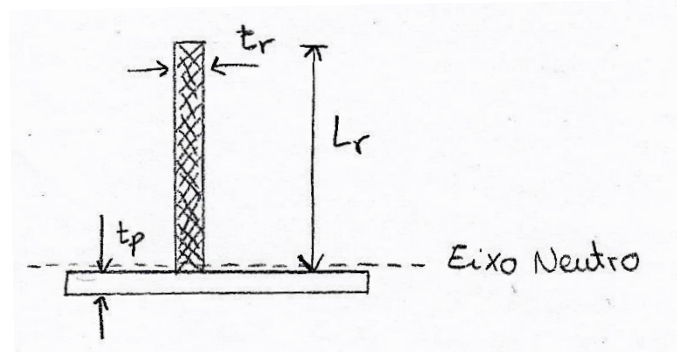


Figura 4 – Reforço soldado à chapa de extremidade: secção do reforço sujeita a flexão nas paredes do tubo circular fechado (eixo principal maior de inércia)

Esquadro de reforço sujeito à tracção dos parafusos

Considerando a transmissão do esforço proveniente dos parafusos traccionados, é de esperar que uma parte do esforço seja absorvido pelo reforço e outra parte pela parede do tubo. Além disso, a transferência é realizada por flexão local da placa de extremidade, pelo que é possível estimar a força vertical total transmitida ao reforço através do equilíbrio de deformações da chapa de extremidade (modelo de duas vigas em consolas independentes):

$$F_{T,r,Ed} = \frac{F_{T,Rd}}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2} \geq \underbrace{0,625}_{\substack{\text{Apenas} \\ \text{recomendação}}} F_{T,Rd}$$

Para a determinação do momento de excentricidade produzido pelas tensões de tracção devidas ao parafuso, deverá ser utilizada a expressão seguinte (ver Figura 5 e Figura 6):

$$M_{T,r,Ed} = T \times d = F_{T,r,Ed} \times a_2$$

Em que, $F_{T,Rd}$ é a resistência à tracção de um parafuso isolado; a_1 é a distância entre o eixo do furo e a face do reforço; a_2 é a distância entre o eixo do furo e a parede do tubo; T é a força resultante da reacção desenvolvida pelo reforço na parede do tubo e d é o centro de acção dessa reacção.

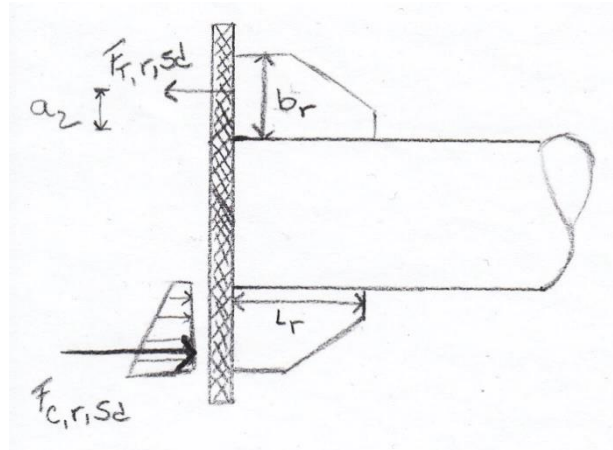


Figura 5 – Diagrama de caminhos de carga, numa ligação de chapa de extremidade num tubo circular fechado com esquadros de reforço, e sujeita a flexão circular recta

Com base nos esforços obtidos, as tensões do reforço na secção paralela à chapa de extremidade são dadas por:

$$\tau'_{1,max} = \frac{T}{t_r \times b_r} \quad ; \quad \sigma'_{1,max} = \frac{F_{T,r,Ed}}{t_r \times b_r}$$

Para considerar as tensões ao longo desta secção do reforço admissíveis, deve-se satisfazer a condição:

$$(\sigma'_{1,max})^2 + 3(\tau'_{1,max})^2 \leq (f_{y,r})^2$$

Para as tensões do reforço na secção paralela à parede do tubo, vem:

$$\tau_{1,max} = \frac{F_{T,r,Ed}}{\frac{t_r \times L_r}{1,5}} \quad ; \quad \sigma_{1,max} = \frac{M_{T,r,Ed}}{\frac{t_r \times L_r^2}{3}}$$

Visto que as tensões ao longo desta secção não precisam ser combinadas pois os máximos estão desencontrados, só é necessário garantir:

$$\tau_{1,max} \leq \frac{f_{y,r}}{\sqrt{3}} \quad ; \quad \sigma_{1,max} \leq f_{y,r}$$

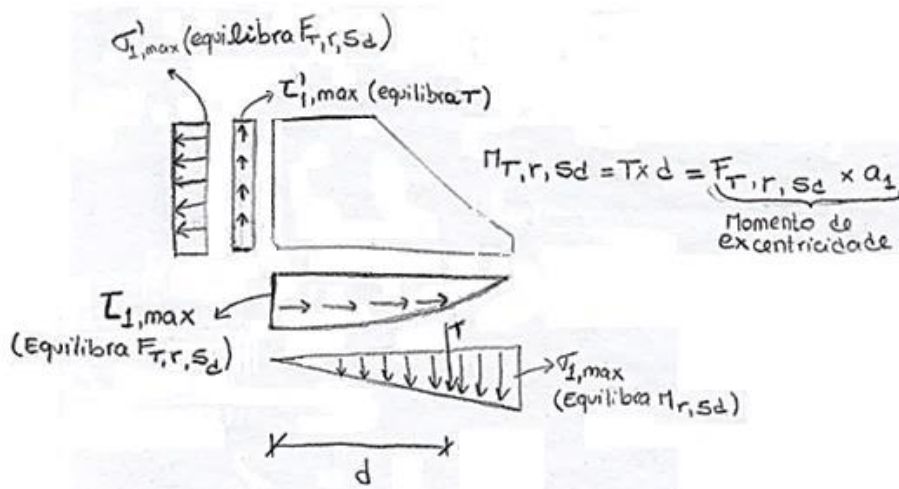


Figura 6 – Distribuição de tensões assumida nas secções do reforço devido à acção de tracção dos parafusos localizados na chapa de extremidade

Esquadro de reforço sujeito às pressões da chapa de extremidade

Admite-se como hipótese que a totalidade da força de compressão está essencialmente localizada na parte restringida pelos reforços, isto porque esta zona é muito rígida devido à presença dos reforços.

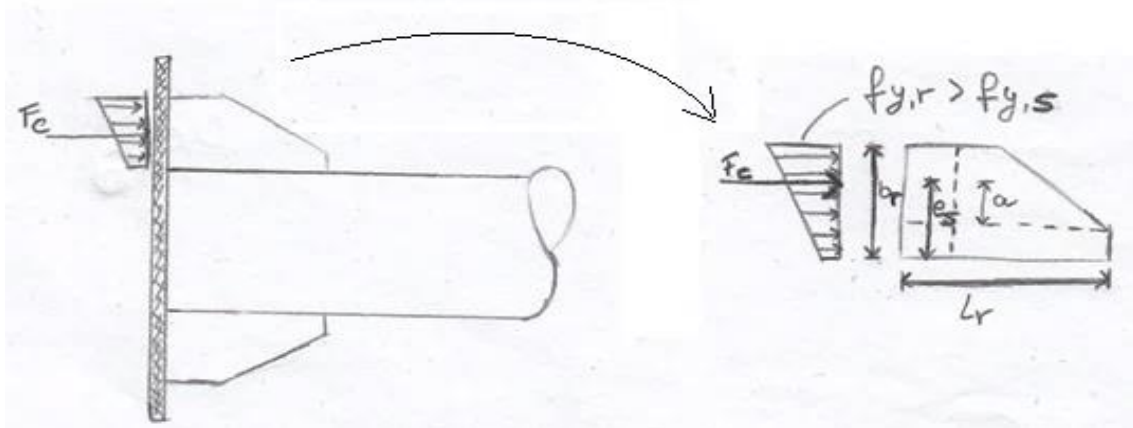


Figura 7 - Diagrama de caminhos de carga, numa ligação de chapa de extremidade num tubo circular fechado com esquadros de reforço, e sujeita a compressão pura

Para a determinação do momento de excentricidade produzido pelo carregamento excêntrico de compressão (pressão de apoio), utiliza-se a seguinte expressão (ver Figura 7 e Figura 8):

$$M_{c,r,Ed} = F_{c,r,Ed} \times e_s = T \times d$$

Em que, $F_{c,r,Ed}$ é a força resultante da pressão de apoio; T é a força resultante da reacção desenvolvida pelo reforço na parede do tubo e d é o centro de acção dessa reacção.

A excentricidade da chapa, e_s , admitindo que o ponto de aplicação da resultante está aplicada na metade da zona de apoio, é dada por:

$$e_s = L_r - \frac{s}{2}$$

Convém referir que usualmente o ponto de aplicação da carga está próximo de 80% do comprimento do reforço.

No que se refere à zona de apoio, s , esta é considerada mais próxima do bordo livre do reforço, e pode ser determinada da seguinte maneira:

$$s = \frac{4 \times F_{c,r,Ed}}{3 \times t_r \times f_{y,r}} - t_{cp}$$

Onde t_{cp} é a espessura da contrachapa.

Com base nos esforços obtidos, as tensões do reforço na secção paralela à chapa de extremidade são dadas por:

$$\tau'_{2,max} = \frac{T}{t_r \times b_r} = 1,5 \times \frac{M_{c,r,Ed}}{t_r \times b_r \times L_r} \quad ; \quad \sigma'_{2,max} = \frac{F_{c,r,Ed}}{t_r \times b_r}$$

Para considerar as tensões ao longo desta secção do reforço admissíveis, deve-se satisfazer a condição:

$$(\sigma'_{2,max})^2 + 3(\tau'_{2,max})^2 \leq (f_{y,r})^2$$

Para as tensões do reforço na secção paralela à parede do tubo, vem:

$$\tau_{2,max} = 1,5 \times \frac{F_{c,r,Ed}}{t_r \times L_r} ; \quad \sigma_{2,max} = \frac{3 \times M_{c,r,Ed}}{t_r \times L_r^2}$$

Devido aos máximos das tensões ao longo desta secção estarem desencontrados não é necessário considerar a sua combinação, vindo assim:

$$\tau_{2,max} \leq \frac{f_{y,r}}{\sqrt{3}} \quad e \quad \sigma_{2,max} \leq f_{y,r}$$

Onde $f_{y,r}$ é a tensão de cedência do aço empregue no esquadro de reforço.

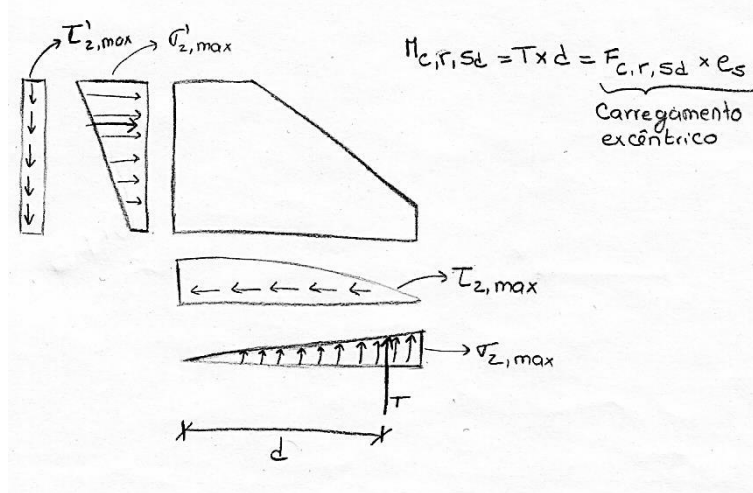


Figura 8 - Distribuição de tensões nas secções do reforço devido à acção de pressões de apoio provenientes da chapa de extremidade

Regras simplificadas aplicáveis à distribuição de tensões actuates

Para os cálculos da capacidade resistente dos reforços aos esforços de tracção ou compressão deve-se adoptar os maiores esforços actuates no reforço, e nas situações de esforços alternados (compressão e tracção) devido às acções variáveis deve-se escolher os maiores valores absolutos.

Um método simplificado¹ sugerido em (Blodgett, 1991) para a situação de reforços apenas solicitados a um carregamento excêntrico de compressão, estabelece que a tensão máxima na zona de apoio, para a combinação de tensões mais desfavorável, deverá respeitar a condição seguinte:

$$\sigma_r = \frac{F_{c,r,Ed}}{A_r} + \frac{M_{c,r,Ed}}{W_{el,r}} \Rightarrow t_r \geq \frac{F_{c,r,Ed} \times (6e_s - 2L_r)}{f_{y,r} \times L_r^2}$$

Em relação à situação de um reforço estar solicitado tanto à tracção como à compressão (consequência da acção do vento), para que as tensões a que está sujeito sejam admissíveis é necessário que a espessura do reforço verifique a seguinte condição:

$$t_r \geq \frac{\text{Max} \left\{ \frac{M_{max}}{L_r} ; 1,5 \times \sqrt{3} \times V_{max} ; \sqrt{\frac{L_r^2 \times V_{max}^2 + (1,5 \times \sqrt{3} \times M_{max})^2}{b_r}} \right\}}{f_y \times L_r}$$

Onde, $M_{max} = \text{Max} \{M_{c,r,Ed}; M_{T,r,Ed}\}$ e $V_{max} = \text{Max} \{F_{T,r,Ed}; F_{c,r,Ed}\}$.

¹ Na ausência de excentricidade só existe a primeira parcela, ou seja, não existe momento adicional.

Apêndice 21 – Considerações prévias aos reforços transversais parciais

Para assegurar que o momento flector resistente da viga, segundo o eixo principal de inércia se mantém eficiente, é necessária uma restrição total ao momento produzido nos banzos da viga (devido às forças concentradas transmitidas pela coluna de suporte).

Para verificar a rotura por flexão local do banzo da viga, a força concentrada no banzo da coluna não deverá exceder a resistência disponível, a qual é definida por (Geschwindner, 2011; Vinnakota, 2005; Prochnow, R.J., Hajar, Ye, & Cotton, 2000):

$$F_{Rd} = 6,25 \times f_{y,f} \times \frac{t_f^2}{\gamma_{Mu}}$$

Onde, a constante 6,25 é um parâmetro definido pelo teorema da região inferior e dependente da esbelteza do elemento; $f_{y,f}$ é a tensão de cedência do banzo da viga e t_f é a espessura do banzo da viga.

Este estado limite último é estabelecido para assegurar que o banzo possui a rigidez suficiente, a fim de evitar a deformação excessiva e uma elevada concentração de tensões localmente (Prochnow, R.J., Hajar, Ye, & Cotton, 2000).

Quando a força é aplicada ao longo de uma pequena parte central do banzo da viga, a menos de 15% da largura do banzo, esta verificação é dispensada porque a força é aplicada perto da alma da viga e apenas uma pequena deformação ocorre no banzo. Porém, se a força é aplicada próxima da extremidade do banzo da viga então, há uma perda significativa da resistência que resulta num aumento de flexão.

Deste modo, é recomendável que quando a largura da superfície de transmissão da força aplicada (na extremidade do banzo) é inferior a $10t_f$, a resistência nominal seja reduzida para metade (Vinnakota, 2005; Geschwindner, 2011).

Quando a resistência não é suficiente para garantir a segurança ao estado limite último, ou a secção da viga é modificada ou a disposição de reforços com altura parcial é obrigatória.

Os reforços transversais parciais deverão estar dimensionadas para resistir à força actuante excedente, isto é, a força aplicada subtraída da resistência do banzo da viga à rotura por flexão local.

As dimensões mínimas recomendadas para os reforços são as seguintes (Disque, 1984):

$$b_s \geq \left(\frac{b_p}{3} - \frac{t_w}{2} \right) \text{ para a largura de cada reforço}$$

$$t_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{t_p}{2}; \frac{b_p}{15} \right\} \text{ para a espessura de cada reforço}$$

Em que, b_p é a largura da superfície de transmissão da carga aplicada; t_p é a espessura da superfície de transmissão da carga aplicada; t_w é a espessura da alma da viga.

Além disso, o comprimento de cada reforço deverá prolongar-se pelo menos até metade da altura da viga.

Não obstante, as soldaduras que ligam o reforço à viga deverão ser dimensionadas para permitir que a rotura ocorra no reforço (critério para evitar a rotura prematura pelas soldaduras, devido às forças de corte ou tracção sobre as soldaduras).

Apêndice 22 – Considerações prévias às paredes do tubo (circular fechado) com elementos soldados de seção cruciforme

Nas treliças uni-planares ocasionalmente há ligações que consistem num elemento CHS e duas chapas realizando a geometria de uma cruciforme (uma chapa longitudinal e outra transversal, ambas com soldadura no seu perímetro para fixação ao tubo circular fechado).

Por um lado, qualquer que seja a disposição da chapa surgem problemas de flexão nas paredes do tubo circular fechado, especialmente se for necessário transmitirem-se momentos flectores (no plano ou fora do plano da treliça), quando a relação entre a espessura e o diâmetro do tubo (suporte) é relativamente pequena (Requena & Santos, 2007). Com efeito, uma chapa longitudinal fornece uma rigidez adicional ao tubo nas imediações da ligação, mas também tende a causar uma distribuição de tensões irregular no elemento CHS (mesmo para plastificação total) com elevada concentração de tensões nas paredes do tubo junto às extremidades da chapa (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008). Como forma de solucionar esse problema, em (Blodgett, 1991) é sugerido que a chapa longitudinal utilizada seja entalhada nas extremidades (ver Figura 1) para que o efeito de enrijecimento seja menor no elemento CHS, e também para que a distribuição de tensões nas paredes do tubo junto da ligação se torne mais regular (de qualquer forma, sob cargas estáticas a concentração de tensões no elemento CHS nas extremidades da chapa irá provavelmente ser mais reduzida devido ao espalhamento provocado pela cedência localizada; contudo poderão existir problemas na utilização de chapas quando as ligações estão sujeitas ao fenómeno de fadiga).

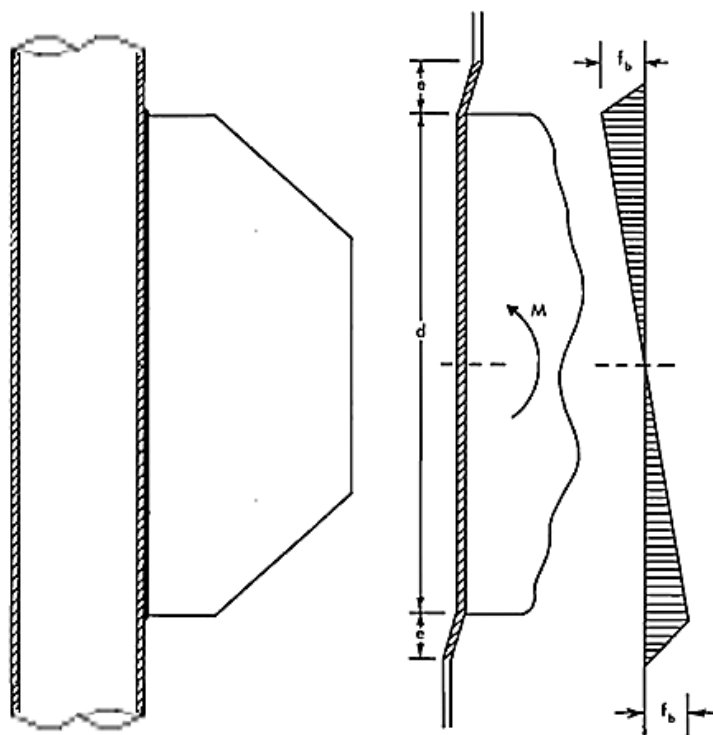


Figura 1 –Distribuição de tensões nas paredes de um elemento CHS devido à presença de uma chapa soldada longitudinalmente, com entalhes nas extremidades, e sujeita à acção de um momento flector (Blodgett, 1991)

Por outro lado, uma vez que a ligação da chapa transversal é muito mais resistente aos esforços axiais do que a estabelecida com chapa longitudinal, é possível considerar que a resistência providenciada à ligação com chapas em configuração cruciforme não é significativamente mais forte que a ligação simples com uma chapa transversal (Packer & Henderson, 1997; Blodgett, 1991).

Em todo o caso, se a resistência da ligação da chapa longitudinal for insuficiente pode-se usar uma chapa atravessando o elemento CHS com o intuito de se amenizar as tensões causadas pela transmissão de esforços nas paredes do tubo (quando a chapa longitudinal atravessa o elemento CHS crê-se que a resistência da ligação fique próxima do dobro da resistência de uma ligação simples); esta

decisão não é favorável aos fabricantes (o trabalho de oficina é substancial), mas o trabalho de montagem é simplificado e há poucos problemas relacionados com os desvios de fabrico (Blodgett, 1991; Requena & Santos, 2007).

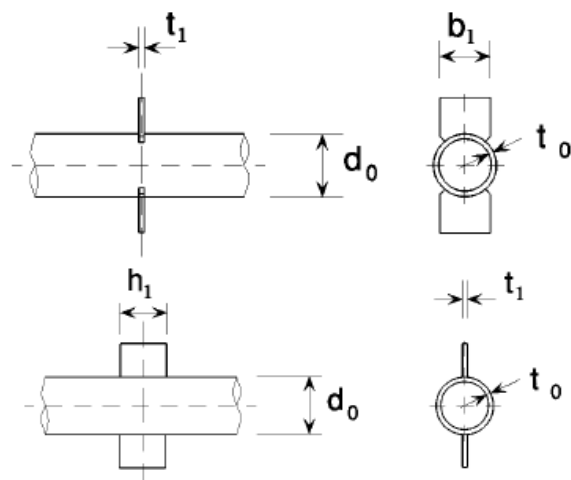


Figura 2 – Características geométricas necessárias para o cálculo das resistências de uma junta soldada de chapa longitudinal ou transversal a um elemento CHS (NP EN 1993-1-8, 2010)

Considerando que o elemento CHS é constituído por uma secção pertencente às classes 1 ou 2, satisfaz a condição $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$ (paredes do tubo em compressão ou em tracção), e ainda que os esforços actuantes nos elementos (em estado limite) pertencentes à junta não excedem a resistência dos mesmos, então de acordo com a Parte 1.8 do Eurocódigo 3, as ligações em X com chapas longitudinal e transversal a um elemento CHS deverão ser verificadas aos modos de rotura seguintes:

- Rotura por plastificação da face do tubo CHS

Nas ligações de chapas solicitadas por esforço normal ou momento flector, o valor de cálculo do esforço actuante não deve exceder o valor de cálculo do esforço resistente da junta soldada (soldaduras dimensionadas com resistência total) que dependendo da disposição da chapa e da acção se apresenta numa das seguintes expressões (Packer & Henderson, 1997):

- Para chapas longitudinais, satisfazendo a condição $t_1/d_0 \leq 0,2$, tem-se (ver Figura 2):

$$N_{i,Rd} = \frac{5k_p \times f_{y0} \times t_0^2 \times (1 + 0,25\eta)}{\gamma_{M_5}} ; M_{ip,Rd} = h_1 \times N_{i,Rd}$$

Em que, $N_{i,Rd}$ é o esforço normal resistente da junta soldada e $M_{ip,Rd}$ a sua resistência à flexão no plano da treliça;

- Para chapas transversais, satisfazendo a condição $0,2 \leq b_1/d_0 \leq 1,0$, tem-se (ver Figura 2):

$$N_{i,Rd} = \left(\frac{5}{1 - 0,81\beta} \right) \times \frac{k_p \times f_{y0} \times t_0^2}{\gamma_{M_5}} ; M_{op,Rd} = 0,5h_1 \times N_{i,Rd}$$

Em que, $N_{i,Rd}$ é o esforço normal resistente da junta soldada e $M_{op,Rd}$ a sua resistência à flexão fora do plano da treliça;

k_p é um factor redutor de resistência:

$$k_p = \begin{cases} 1 - 0,3 \times n_p \times (1 + n_p) & \text{se } n_p > 0 \text{ (compressão)} \\ 1 & \text{se } n_p < 0 \text{ (tracção)} \end{cases}$$

Mas, $k_p \leq 1,0$.

n_p é a relação entre as tensões actuante e resistente no tubo CHS, definida por:

$$n_p = \left(\frac{\sigma_{p,Ed}}{f_{y0}} \right) / \gamma_{M_5}$$

Onde, $\sigma_{p,Ed}$ é o valor da tensão de compressão máxima a que está sujeito o tubo CHS na secção da junta, subtraída da tensão devida à componente, paralela ao eixo do tubo CHS, do esforço na chapa longitudinal convergente na junta,. Em referência ao supracitado, as tensões no tubo CHS numa secção de uma ligação deverão ser determinadas a partir de (NP EN 1993-1-8, 2010):

$$\sigma_{max} \times t_1 = \left(\frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \right)$$

Onde, $N_{0,Ed}$ e $M_{0,Ed}$ são os esforços actuantes no tubo CHS na secção da junta.

η é a relação entre o comprimento da chapa longitudinal e o diâmetro do tubo CHS, e que obtém-se da seguinte forma:

$$1 \leq \eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4$$

β é a relação entre a largura da chapa transversal e o diâmetro do tubo CHS, e que obtém-se da seguinte forma:

$$\beta = \frac{b_1}{d_0} \geq 0,4$$

Em relação às ligações com chapas solicitadas por uma combinação de esforço normal e momentos flectores deverá satisfazer-se também a condição seguinte:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left(\frac{M_{ip,Ed}}{M_{ip,Rd}} \right)^2 + \frac{|M_{op,Ed}|}{M_{op,Rd}} \leq 1,0$$

Em que, $N_{i,Rd}$ e $N_{i,Ed}$ são os esforços normais resistente e actuante na junta soldada; $M_{ip,Rd}$ e $M_{ip,Ed}$ são os momentos flectores resistente e actuante no plano da treliça; $M_{op,Rd}$ e $M_{op,Ed}$ são os momentos flectores resistente e actuante fora do plano da treliça.

Saliente-se que não é tida em consideração a rotura pela soldaduras (executadas em todo o perímetro da secção tubular), pois assume-se que estas estão dimensionadas com resistência suficiente para suportar distribuição não uniformes de tensões, e com capacidade de deformação suficiente para permitir redistribuição de momentos flectores. De qualquer forma, esta disposição é fundamental para se evitar qualquer eventual deformação local excessiva ou qualquer redução da capacidade de rotação ou deformação, pois, em geral, a resistência da junta depende da resistência do elemento ligado ao tubo CHS.

- Rotura por punçoamento da face do tubo CHS

As ligações com chapa longitudinal e transversal devem também ser verificadas ao punçoamento por corte sempre que esse fenómeno seja relevante, designadamente, se a largura da peça cruciforme satisfizer a condição $b_1 \leq d_0 - 2t_0$.

No caso de uma ligação apenas com chapa longitudinal, por vezes, é aceitável considerar apenas a rotura da face do tubo CHS, desde que $\beta = b_1/d_0 \leq 0,2$, pois quando a chapa está solicitada a grandes esforços axiais sucede que o tubo CHS sofre deformações fora do plano em redor da secção da ligação (Wardenier, Packer, Zhao, & Van der Vegte, 2010; Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Packer & Henderson, 1997).

Para se verificar a ocorrência de rotura por punção na parede do elemento CHS poderá utilizar-se o critério seguinte:

$$\sigma_{max} = \left(\frac{N_{Ed}}{A_r} + \frac{M_{ip,Ed}}{W_{el.ip,r}} + \frac{M_{op,Ed}}{W_{el.op,r}} \right) \leq 2 \times \frac{t_0}{t_p} \times \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M_5}$$

Em que, A_r é a área transversal das chapas longitudinal e transversal (secção cruciforme); $W_{el.ip,r}$ é o módulo de flexão elástico da chapa longitudinal; $W_{el.op,r}$ é o módulo de flexão elástico da chapa transversal.

- Rotura pela chapa longitudinal devido às cargas de corte

Nas ligações com chapa longitudinal por vezes ocorrem tensões de corte que podem levar à rotura, especialmente, se a chapa longitudinal funcionar como intermediária na ligação entre outros elementos e as paredes do elemento CHS (Wardenier, Kurobane, Parker, Van der Vegte, & Zhao, 2008).

Um critério simples para evitar a rotura por arrancamento devido ao corte é garantir que a resistência à tracção da chapa longitudinal (por unidade de comprimento da chapa) é menor que a resistência ao corte da parede do elemento CHS ao longo de dois planos (por unidade de comprimento da chapa), ou seja:

$$f_{yp} \leq 2 \times \frac{t_0}{t_p} \times \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right)$$

Por último, e à parte dos requisitos de segurança estrutural, como a resistência da ligação provém das tensões de cedência do tubo CHS e da chapa, existem vantagens económicas ao satisfazer-se as condições seguintes:

$$f_{y1} \leq f_{y0} \quad , \quad f_{y,i} \leq 0,8f_{u,i} \quad , \quad f_{y,i} \leq 460 \text{ MPa}$$

Em que, f_{y0} é a tensão de cedência do aço do elemento CHS; f_{y1} é a tensão de cedência do aço da chapa longitudinal/transversal; $f_{y,i}$ e $f_{u,i}$ são as tensões de cedência e última do aço do elemento CHS ou da chapa longitudinal/transversal.

Esquadros de reforço num tubo CHS

A adição de esquadros de reforço a um tubo CHS para criar ligações rígidas não é recomendada por alguns autores (Requena & Santos, 2007) porque tais reforços induzem desfavoravelmente tensões locais nas paredes do tubo. No entanto, este efeito pode ser prevenido com um anel enrijecedor à volta do tubo na extremidade do reforço, mas tal recurso aumenta o custo da ligação (Packer & Henderson, 1997).

Em relação à verificação da segurança das ligações soldadas envolvendo esquadros de reforço (sem anéis enrijecedor) em elementos CHS seguem-se as regras já indicadas, mas considerando as ligações apenas com chapas longitudinais.

Saliente-se que o comprimento do gousset influencia na transmissão de esforços do tubo CHS através da relação η , e quanto maior for a relação η ($\approx 4,0$) mais flexível será a ligação e maior será a sua resistência à cedência. Pelo contrário, à medida que esta relação diminui η ($\approx 1,0$) tendencialmente a secção transversal do tubo CHS fica mais rígida, consequentemente menor será a capacidade de deformação e o modo de rotura será por punção.

Particularidades da treliça Vierendeel

Nas treliças Vierendeel (estruturas uni-planares) as ligações são predominantemente solicitadas por momentos flectores no plano, não sendo muito comum a existência de momentos flectores fora do plano da treliça (mais frequente em estruturas multi-planares ou espaciais). À parte disso, deve-se levar em atenção que a rigidez rotacional das ligações (momento por radiano) pode influenciar consideravelmente na distribuição dos momentos flectores (sistemas estruturais estaticamente

indeterminados), sendo por isso importante conhecer o comportamento das ligações (por exemplo, pelo recurso à modelação com elementos finitos) ou então adoptarem-se certas relações geométricas que levam a determinado comportamento (distinguir uma ligação rígida de outra semi-rígida) (Santos, Requena, & Freitas, 2002; Packer & Henderson, 1997).

Para se conceber uma ligação rígida e com suficiente resistência é recomendável que as relações geométricas satisfaçam os critérios seguintes (esta abordagem dá garantidas de uma ligação rígida; quanto às outras ligações podem-se classificar como semi-rígidas): i) Para que a rigidez fornecida pela chapa seja significativa deverá escolher-se $\eta \approx 1,0$ (a rigidez da ligação pode ainda ser aumentada usando uma chapa atravessando o elemento CHS); ii) Para que a resistência da ligação fique mais próxima da resistência à encurvadura do elemento deverá escolher-se, por exemplo, $d_0/t_0 \approx 16$ (valores pequenos favorecem ao melhor aproveitamento da resistência); iii) Para que a resistência eficiente da ligação seja o maior possível deverá escolher-se, por exemplo, $t_0/t_1 \approx 2$ (maiores valores traduzem-se num aumento de resistência da ligação; um outro aspecto é que chapas mais finas exigem menor volume de soldaduras, em comparação com chapas mais espessas de igual secção transversal) (Wardenier, Kurobane, Parcker, Van der Vegte, & Zhao, 2008; Wardenier, Packer, Zhao, & Van der Vegte, 2010).

Apêndice 23 – Considerações para a ligação de um elemento metálico apoiado numa parede de betão

As estruturas de betão armado possuem uma capacidade resistente capaz de providenciar adequada acção de amarração (cargas horizontais mínimas para satisfazer requisitos de rigidez e robustez estrutural) às ligações das vigas de aço simplesmente apoiadas em paredes estruturais (ou núcleos de elevador). No entanto, se o elemento de betão não estiver convenientemente armado o comportamento do material pode não ser totalmente explorado, e nestas condições, a profundidade do chumbadouro deverá ser limitada a metade da espessura da parede e quaisquer excentricidades locais deverão ser consideradas, (Ogden & Henley, 1996).

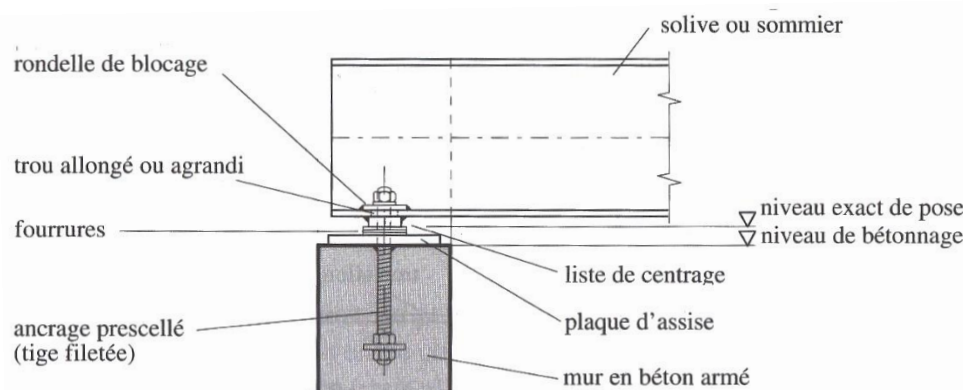


Figura 48 – Detalhe de uma chapa de base para transmissão da força vertical para o eixo da parede, nele incluem-se os varões de selagem na parede que estão aparafusados à viga (Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005)

O assento da viga conferido pela parede de betão armado necessita uma chapa de base para distribuição do esforço transmitido pela viga de aço, a sua utilização assegura que há um nível de tensão compatível com o betão e que a capacidade da alma ao esmagamento não é excedida.

A distribuição de tensões na zona de apoio sob a placa é complexa, contudo algumas hipóteses simplificadoras podem ser feitas, (Davison & Owens, 2003):

- A flexão da chapa na direcção transversal à viga depende da rigidez do banzo da viga e da fixação do banzo à chapa. Usualmente assume-se que a posição de máximo momento flector coincide com o pé do cordão de soldadura (ou arredondamento côncavo do canto) com origem na alma, e que a chapa suporta toda a flexão (analisada por um modelo de consola);
- Na direcção longitudinal ocorre uma concentração de tensões na extremidade frontal do apoio devido ao carregamento, e dependendo da reacção vertical de apoio, das solicitações no topo da viga, e se há ou não continuidade da viga, poderão surgir deflexões e rotações relacionadas com o levantamento da extremidade oposta. Geralmente, essa distribuição de tensões é triangular (não atinge a parte traseira do apoio) ou trapezoidal. Um ajuste na posição da chapa de suporte, de maneira a distancia-la do bordo da parede, pode ser necessário, para reduzir a possibilidade de esmagamento na frente do suporte e/ou para centrar a reacção da viga com o eixo da parede.

Um correcto dimensionamento do suporte da viga compreende o procedimento seguinte (Segui, 2013):

- i) Determinar o comprimento efectivo do suporte s_s (chapa de apoio) de modo que a cedência e a encurvadura (global ou local) da alma sejam impedidas;
- ii) Determinar a largura da chapa de apoio para que a área $B \times s_s$ seja suficiente para impedir o esmagamento do betão devido ao carregamento;
- iii) Determinar a espessura da chapa t_p de maneira a dotá-la com resistência suficiente à flexão (tendência para encurvar paralelamente ao vão da viga).

Mencione-se algumas disposições construtivas adicionais que podem ser úteis compreender, (Ogden & Henley, 1996; Hirt, M.A.; Crisinel, M., 2005; Davison & Owens, 2003; Segui, 2013):

- Os ajustes horizontais são concebidos por furos ampliados ou alongados formados no banzo da viga. É ainda possível realizarem-se aberturas para inserção de chumbadouros, as quais serão depois preenchidas com um leito de argamassa (alinhamento e nivelamento dos chumbadouros);
- Uma porca de travamento na parte de baixo do banzo inferior, pode ser necessária, para acerto e evitar a introdução de flexão na parede;
- A diferença de altura entre o furo do banzo inferior da viga e a parede é facilmente compensada por uma chapa de forra, disposta entre o banzo e a chapa de suporte;
- Se a viga é submetida a uma força axial normal, então a colocação de anilhas soldadas após o ajuste da estrutura, impede qualquer movimento indesejado.

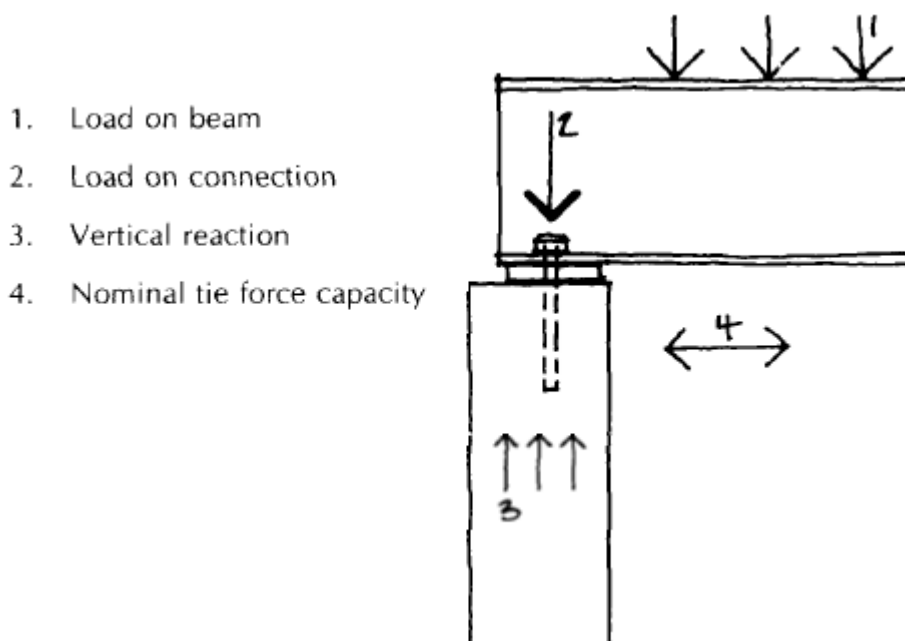


Figura 1 – Diagrama do caminho de cargas, adaptado de (Ogden & Henley, 1996)

Suportes de apoio e forças concentradas

Esforço de compressão no betão - peça em tê equivalente comprimida

O procedimento para dimensionamento de uma chapa de base em vigas é similar ao descrito para pilares (Segui, 2013), e por essa razão, não será exposto novamente.

A resistência à compressão localizada da junta especificada no Eurocódigo 3 na Parte 1-8 é a mesma que a fornecida no Eurocódigo 2 na Parte 1-1, e pode ser usada se não existirem outras exigências, (Davison & Owens, 2003; Segui, 2013).

Uma vez conhecidas as dimensões mínimas necessárias da chapa de apoio há que determinar a sua espessura, a qual deve ser espessa o suficiente para possibilitar que as pressões sobre o betão se assumam como uniformemente distribuídas.

Esforço de compressão na alma da viga – carga concentrada

A resistência da alma deve ser verificada relativamente ao colapso em pontos de apoio ou cargas concentradas, os efeitos como cedência plástica e encurvadura local ou global devem ser considerados. O colapso sob forças concentradas depende de diversos parâmetros, tais como, a geometria da zona de

aplicação da carga, a resistência dos banzos e das almas, o modo de aplicação de carga – num banzo ou em ambos (Reis & Camotim, 2012).

A cedência da alma da viga corresponde ao seu esmagamento por compressão devido à aplicação de uma força concentrada no banzo directamente acima ou abaixo da alma (a tensão de compressão distribuída na alma num troço horizontal atinge o ponto de cedência). A instabilidade da alma ocorre quando uma força de compressão transmitida através do banzo provoca encurvadura local ou global, esta força pode estar localizada num suporte ou perto deste (distância não superior a $\frac{1}{2}$ da altura da viga contada a partir do fim do suporte), ou ainda, num qualquer ponto do vão.

Nestas áreas de corte elevado (grandes cargas pontuais ou ligações com vigas secundárias) as aberturas existentes nas vigas celulares deverão ser preenchidas (ou suprimidas) para que se alcance a capacidade de corte requerida, e se isso não chegar deverão adicionar-se reforços verticais.

A transferência da carga desde o ponto de aplicação até à alma envolve um comprimento de alma efectivo carregado l_y , e atende há influência do banzo (o esforço causado pela carga pontual, que solicita o banzo, vai ser transmitido ao longo da altura da alma por corte).

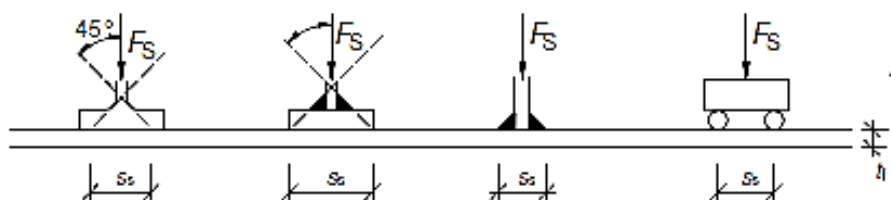


Figura 2 - Comprimento efectivo do suporte (BS EN 1993-1-5, 2006)

Ao admitir-se que a carga pontual está aplicada simultaneamente num banzo ou em ambos, e também que esta se degrada a 45° a partir do seu comprimento de aplicação s_s , então o comprimento efectivo carregado pode definir-se (BS EN 1993-1-5, 2006; Reis & Camotim, 2012):

$$l_y = s_s + 2t_f\beta$$

Onde, t_f é a espessura do banzo; β é um parâmetro que depende das características geométricas e materiais do banzo e da alma, sendo dado por,

$$\beta = 1 + \sqrt{m_1 + m_2}$$

Em que,

$$m_1 = \frac{f_{yf}b_f}{f_{yw}t_w}$$

$$m_2 = \begin{cases} 0 & , \quad \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \\ 0,02 \left(\frac{d}{t_f} \right)^2 & , \quad \bar{\lambda}_F > 0,5 \end{cases}$$

Sendo, b_f a largura do banzo para cada lado da alma; t_w é a espessura da alma; f_{yw} e f_{yf} as tensões de cedência dos aços constituintes da alma e do banzo, respectivamente. Por outro lado, o comprimento efectivo l_y deve estar limitado à distância a entre reforços transversais adjacentes.

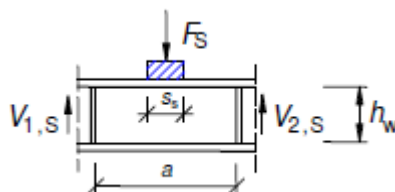


Figura 3 - Coeficiente de encurvadura para uma carga aplicada num banzo, (Reis & Camotim, 2012)

Admitindo como conhecido l_y , o colapso da alma por cedência é definida pela força limite (BS EN 1993-1-5, 2006; Reis & Camotim, 2012):

$$F_y = f_{yw} \times l_y \times t_w$$

Deve-se ainda ter em atenção, os efeitos de encurvadura global ou localizada da alma através de um coeficiente de encurvadura χ_F (dependente da esbelteza normalizada da alma), que aplicado à força limite resulta no valor de cálculo da resistência da alma,

$$F_{Rd} = \chi_F \times F_y / \gamma_{M1}$$

Onde, γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança.

Em termos de esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_F$, a curva de redução é simplesmente uma hipérbole da forma:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_w} \leq 1$$

Sendo só válida para almas com $\bar{\lambda}_w > 0,5$.

Para determinar χ_F é necessário definir a esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$$

Em que, F_{cr} é a carga elástica da alma, sob uma força considerada como concentrada, correspondente aos modos de encurvadura global ou localizada:

$$F_{cr} = k_F \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 \times d \times t_w$$

Donde se considerou que a tensão vertical crítica aplicada na área de alma $d \times t_w$ pode ser assimilada à degradação a 45° da carga “concentrada” até meia altura da viga (eixo baricêntrico).

O coeficiente de encurvadura k_F proposto no Eurocódigo 3 (BS EN 1993-1-5, 2006) para o caso de alma carregada por cargas transversais aplicadas num só banzo é:

$$k_F = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2$$

O coeficiente de encurvadura k_F depende, para o caso de cargas aplicadas num ou em ambos os banzos, da geometria da alma, do afastamento a dos reforços verticais e da eventual existência de um reforço longitudinal (para os casos indicados a (BS EN 1993-1-5, 2006) propõe diversas expressões).

Apêndice 24 – Considerações para as chapas de fixação com buchas

A capacidade resistente ao corte e à tracção de uma chapa de extremidade ligada com recurso a buchas depende de vários factores, tais como (Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007; Pereira & Semana, 2001; Macedo & Ribeiro, 2003): qualidade de execução; profundidade de embebimento; resistência e espessura do material de base; diâmetro e capacidade resistente das buchas; distâncias ao bordo e entre buchas; efeitos ambientais.

Embora geralmente as chapas de extremidade venham soldadas de fábrica, reduzindo o número de ligações a efectuar, por vezes há o problema de não existir espaço para ajustamentos em obra.

Em geral, uma chapa de extremidade sofre rotação sem impedimento pela ligação até que a parte inferior da chapa seja pressionada contra a superfície do suporte (SCI/BCSA Connections Group, 2009). O nível de rotação para o qual o contacto ocorre é obviamente dependente das características geométricas do elemento suportado e da chapa de extremidade, mas também da capacidade de deformação das componentes da ligação.

Para permitir a rotação sem aumentar demasiadamente o momento flector desenvolvido na ligação, o contacto entre a parte inferior da chapa de extremidade e a superfície do elemento suportado tem de ser estritamente evitado (Jaspart, J.P. et al, 2009). Porém, se esse contacto ocorrer, a força de compressão desenvolvida na superfície de contacto é equilibrada por forças de tracção nas buchas e um momento flector significativo pode ocorrer.

Numa ligação com uma chapa frontal fixada com buchas, a flexibilidade é garantida pelo uso de chapas finas combinadas com grandes espaçamentos entre buchas, respeitando os limites indicados na regulamentação (ETA-05/0255, 2011; ETAG 001-05, 2008). Em (Silva & Santiago, Manual de ligações metálicas, 2003) é recomendado usar-se espaçamentos de buchas com valores entre 90 a 140 mm.

Deve haver especial cuidado para placas de extremidade espessas, as quais para conseguir capacidade suficiente de rotação sobrecarregam as buchas e nas soldaduras. Segundo (Silva & Santiago, Manual de ligações metálicas, 2003), classifica-se uma chapa como espessa se a condição $h_p/t_p < 50$ for satisfeita. Acrescente-se que, para efeitos de ductilidade, a soldadura da placa de extremidade não pode ser o elo mais fraco.

Alguns autores defendem (SCI/BCSA Connections Group, 2011) que a utilização de uma chapa de extremidade em aço S275 com espessura superior a 12 mm não providencia só por si deformabilidade suficiente para satisfazer os requisitos do Eurocódigo 3, Parte 1-8, relativos à capacidade de rotação (juntas assim definidas não poderiam ser classificadas como articuladas). Também de acordo com esses autores, a adopção de uma chapa de extremidade parcial garante entre 50 a 70% da resistência ao esforço transversal vertical do elemento, enquanto uma chapa de extremidade total assegura 100% dessa resistência.

Não obstante, é indicado por (Abecasis T. , Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, 2007) que a utilização de buchas, devido às suas características de transmissão de forças (pequena capacidade e elevada deformabilidade), é de evitar quando se pretende uma ligação rígida, ou quando as forças a transmitir são elevadas (em ligações ao corte embora se possa aumentar o número de buchas para melhorar a capacidade resistente, há um aumento da deformabilidade, porque para mobilizar todas as buchas é necessário vencer as folgas entre as mesmas e os furos).

Apêndice 25 – Ligação de peças metálicas ao betão com buchas químicas

Usualmente, quando é necessário transmitir cargas de serviço pequenas entre um elemento metálico e o betão armado, podem ser utilizadas buchas mecânicas ou químicas (Ogden & Henley, 1996). Acrescente-se que a decisão do uso de buchas químicas em detrimento de buchas mecânicas está relacionada com a distribuição de tensões nestes elementos (ver Figura 1) (Gramaxo, 2009).

Um problema de se utilizarem buchas mecânicas reside no facto destas garantirem a transferência de carga pela movimentação de um cone de betão (criação de forças de atrito), o que conduz a uma maior dispersão das tensões no elemento comparativamente à solução com buchas químicas (transferência de carga por aderência pelo uso de uma substância adesiva ao longo do comprimento da bucha). Como consequência, as buchas mecânicas necessitam de maiores distâncias aos bordos do elemento (próximo da extremidade a resistência fica significativamente limitada) e entre ancoragens, chegando a ultrapassar em mais de 50% as distâncias necessárias para as buchas químicas.

Em certas situações, a solução de buchas pode ser substituída por parafusos atravessantes, que constituem uma ligação mais resistente. Posteriormente, as aberturas são preenchidas com argamassa (Ogden & Henley, 1996).

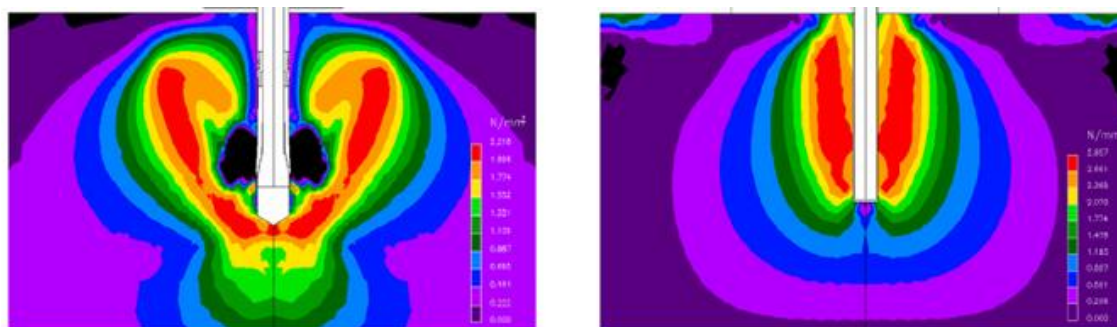
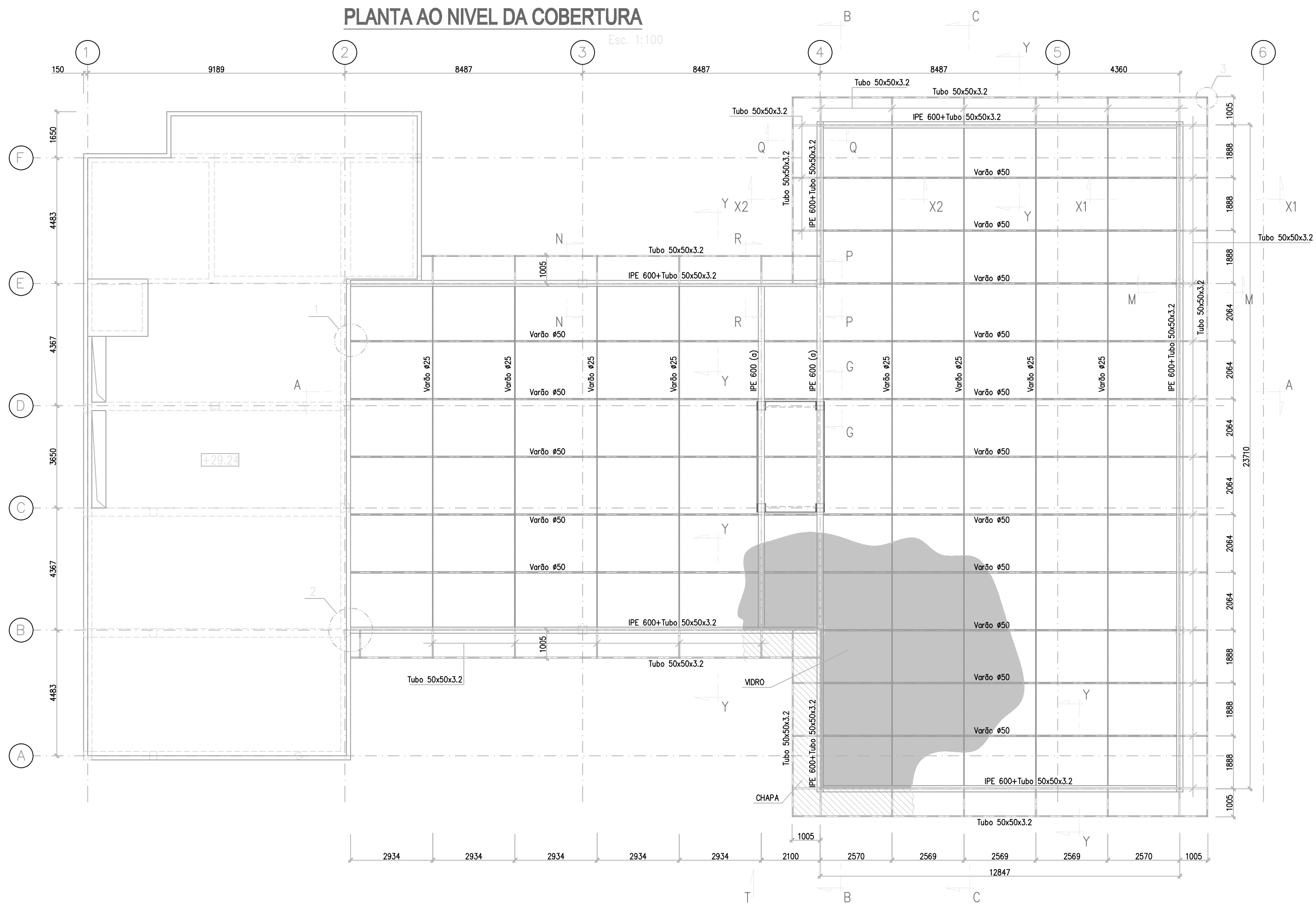


Figura 1 – Tensões num elemento de betão devidas a uma carga de tração: bucha mecânica (à esquerda) e bucha química (à direita) (Gramaxo, 2009)

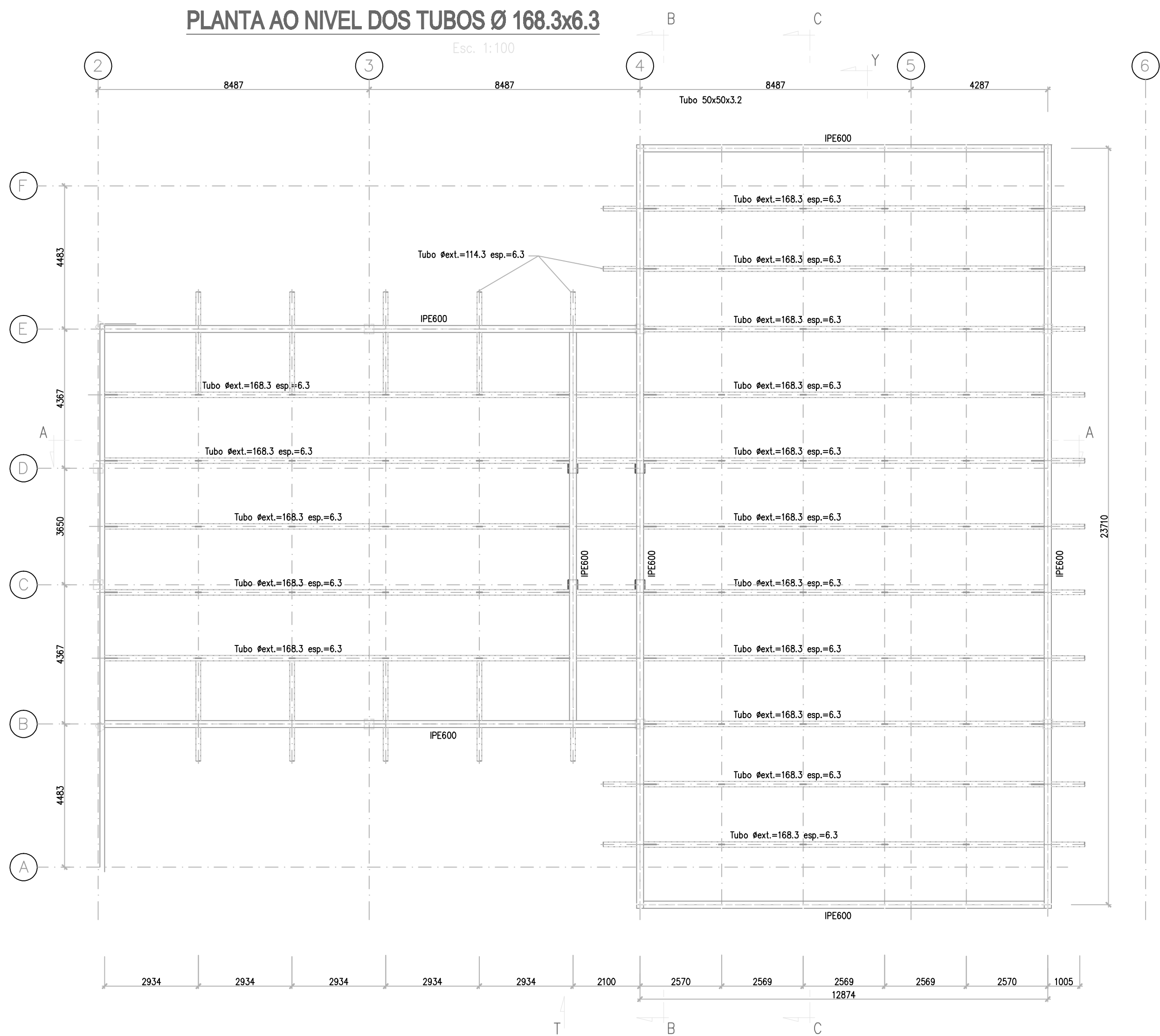
No Pormenor 2 do Desenho 52 está representada a ligação entre os perfis IPE 600 (viga de contorno) e a viga-parede de betão armado. Esta ligação é constituída por uma chapa fixada contra o betão por meio de buchas químicas. Nessa chapa está ainda soldado um gousset complementar que assegura a ligação aparafusada à alma da viga com parafusos pré-esforçados.

Nesta ligação, as dimensões da chapa de aço são influenciadas principalmente pelas distâncias aos bordos e pelos espaçamentos entre buchas, que por sua vez são determinados pelas cargas actuates. A resistência da ligação à compressão é limitada pelo elemento de betão armado, enquanto que o corte e a tracção estão limitados pela capacidade da bucha (Ogden & Henley, 1996).

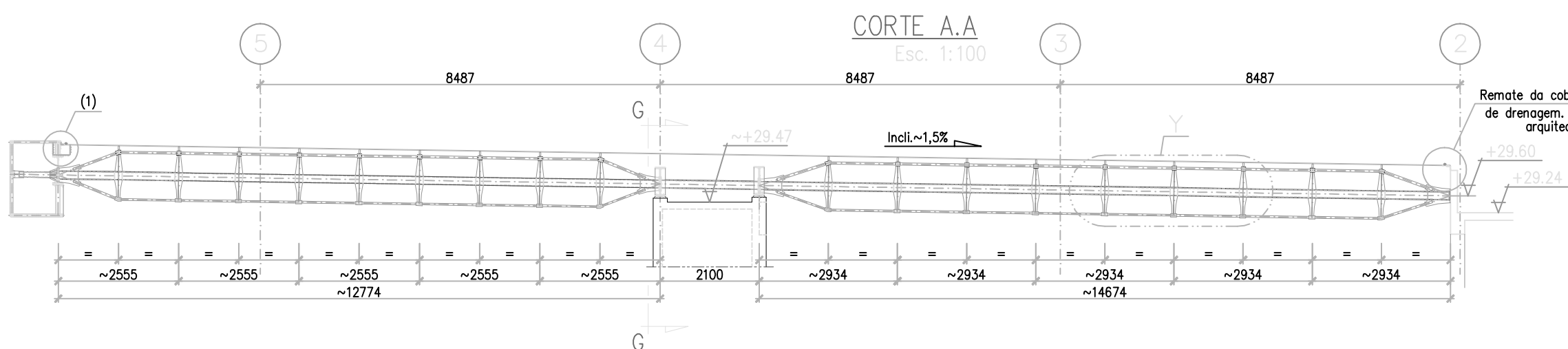
PLANTA AO NIVEL DA COBERTURA



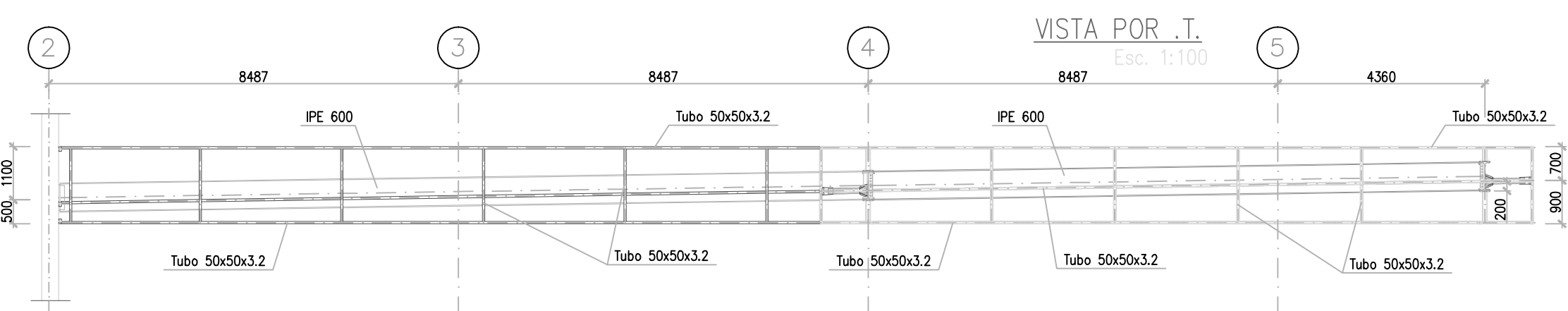
PLANTA AO NIVEL DOS TUBOS Ø 168.3x6.3



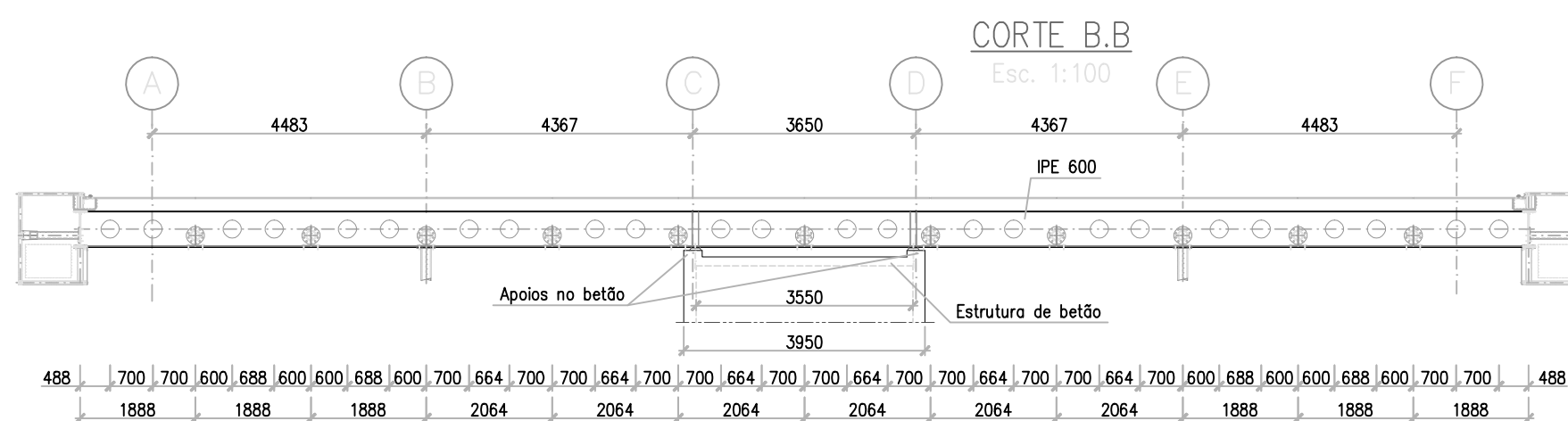
CORTE A.A



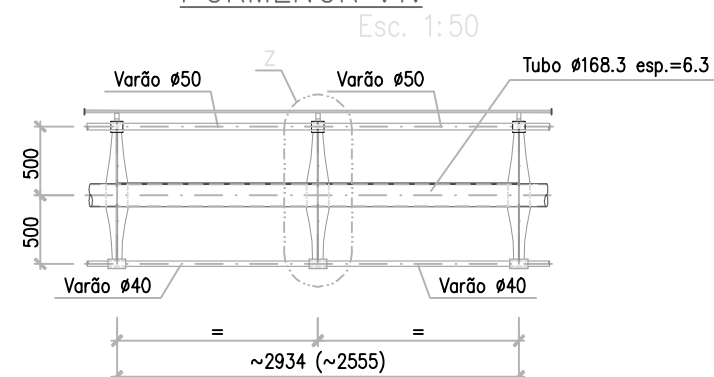
VISTA POR .I.



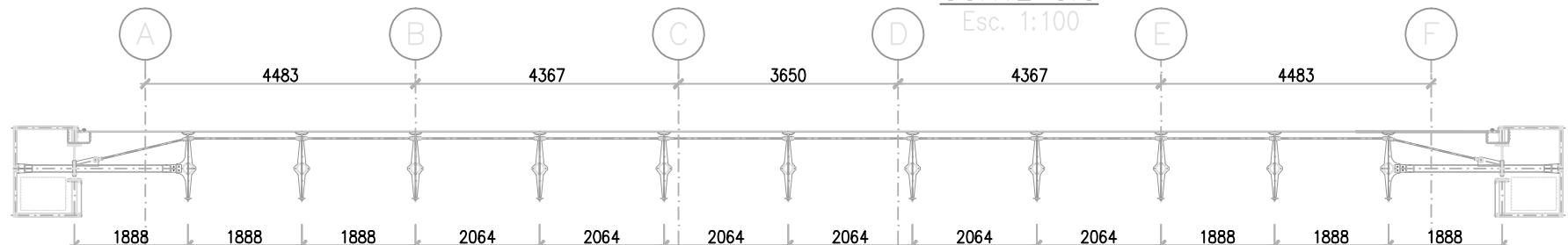
CORTE B.B



PORMENOR .Y.



CORTE C.C



NOTAS:

- Ver remates do vidro no projecto de arquitectura.
- Todas as cotas gerais referentes à construção de betão armado existente onde se fixará a estrutura metálica deverão ser objecto de levantamento topográfico rigoroso antes de se iniciar o fabrico da estrutura metálica. As dimensões das peças desta serão corrigidas em conformidade com os resultados do levantamento efectuado.
- A estrutura foi dimensionada para suportar vidro com uma espessura máxima de 22mm. Caso este valor seja ultrapassado o projecto da estrutura terá de ser revisto.
- Considerou-se, no dimensionamento da estrutura, que o vidro actuará como um diafragma horizontal que estabiliza a cobertura. A qualidade do vidro e as suas fixações deverão adequar-se a esta função.
- A cobertura terá uma inclinação longitudinal de 1,5%, aproximadamente.
- Não está definida a geometria de fabrico das vigas principais metálicas (incluindo as de bordadura). Quando for conhecida a espessura do vidro e a intensidade dos outros cargos que serão aplicados na estrutura, o projectista fornecerá os desenhos com as geometrias daquelas vigas.

MATERIAIS:

- Perfis – Aço S275 JR – EN 10025
- Barra, chapas e varões – Aço S355 JR – EN 10025 excepto onde assinalado.
- Tubos – Aço S275 J0H – EN 10210
- Cavilhas – Aço S355 J0 – EN 10025
- Parafusaria – Classe 8.8
- Chumbadores – Aço A500 NR

PROTECÇÃO ANTI-CORROSIVA:

- Decapagem mecânica ao grau SA 2 1/2
- Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco esp. min.= 60 Micra
- Duas demões de tinta de acabamento à base de resinas de poliuretano esp.=2x60 micra.

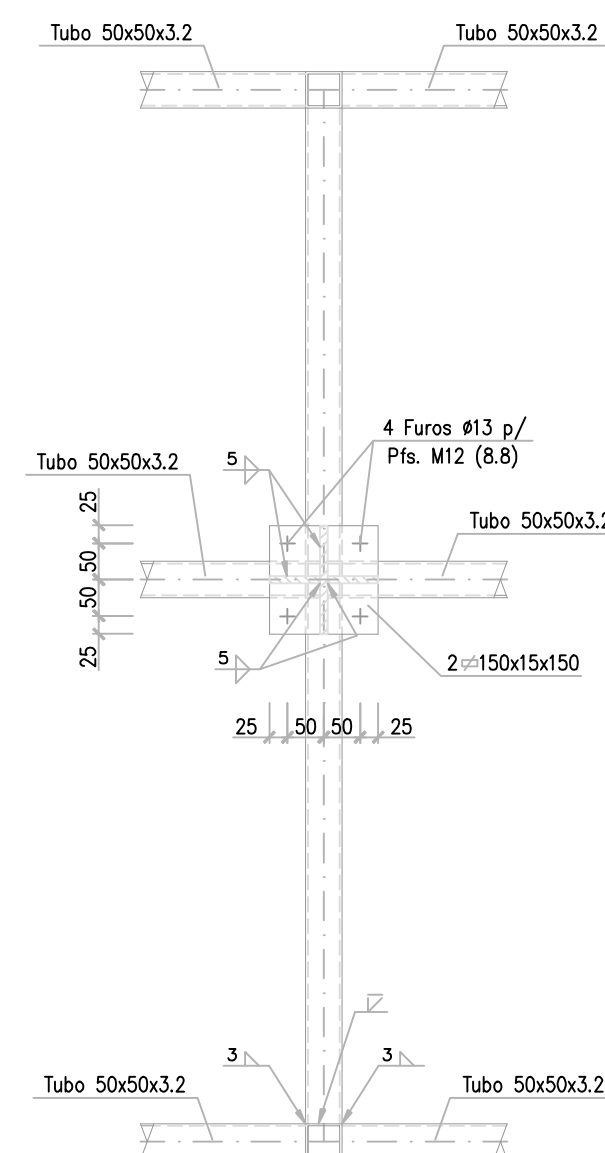
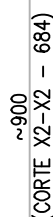
MOMENTO DE APERTO DA PARAFUSARIA E PERNOS ROSCADOS:

Parafusaria Galvanizada	
M12	8 Kg.f.m
M16	19 Kg.f.m
M20	37 Kg.f.m
M24	65 Kg.f.m
M27	93 Kg.f.m

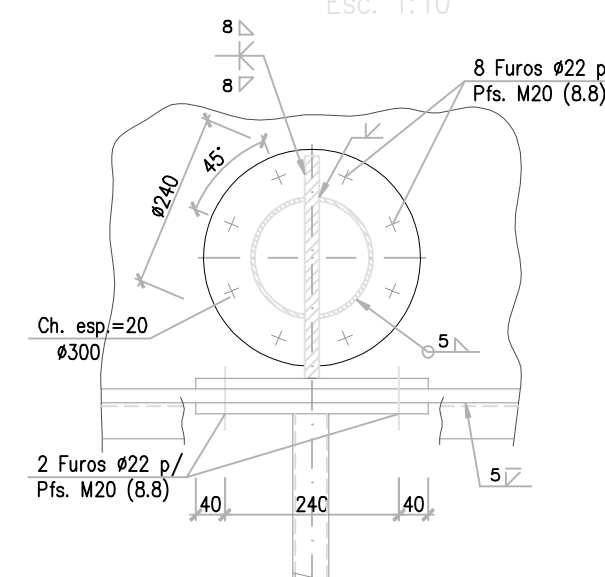
A	revisão geral	P.A.
rev.	descrição de alteração	dia.

HOTEL DA ILHA	
FUNDAÇÕES e ESTRUTURAS	
COBERTURA METÁLICA	
PLANTA GERAL DA COBERTURA, CORTES, VISTA E PLANTA AO NIVEL DOS TUBOS Ø168.3x6.3	

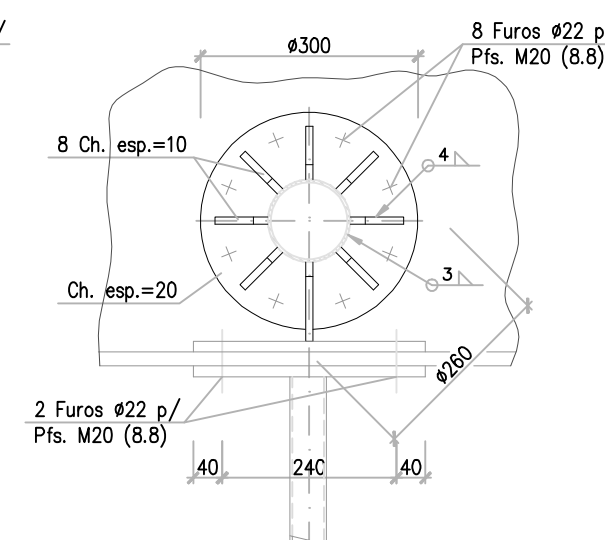
PROJECTO DE EXECUÇÃO	
Data do projecto:	2008/07/01
Data do desenho:	2008/07/01
esc. de plotagem:	1:1
esc. 1:100	1:50
proj. Clima Gomes	des. N. Biscata
Nº proc.	Nº Des.
042 50 A	
Revisão: 2007-08-06	



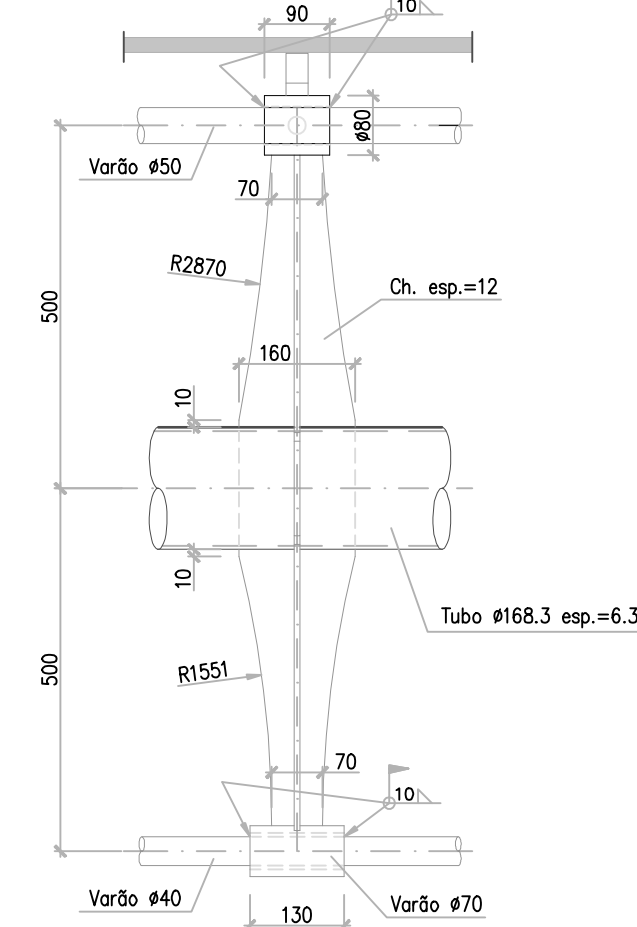
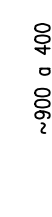
Esc. 1:10



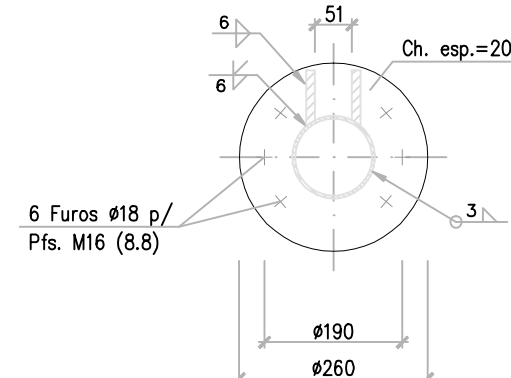
Esc. 1:10



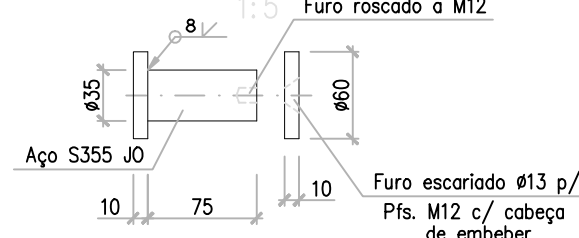
Esc. 1:10



Esc. 1:10



1:5 Furo ros



PJ
daa

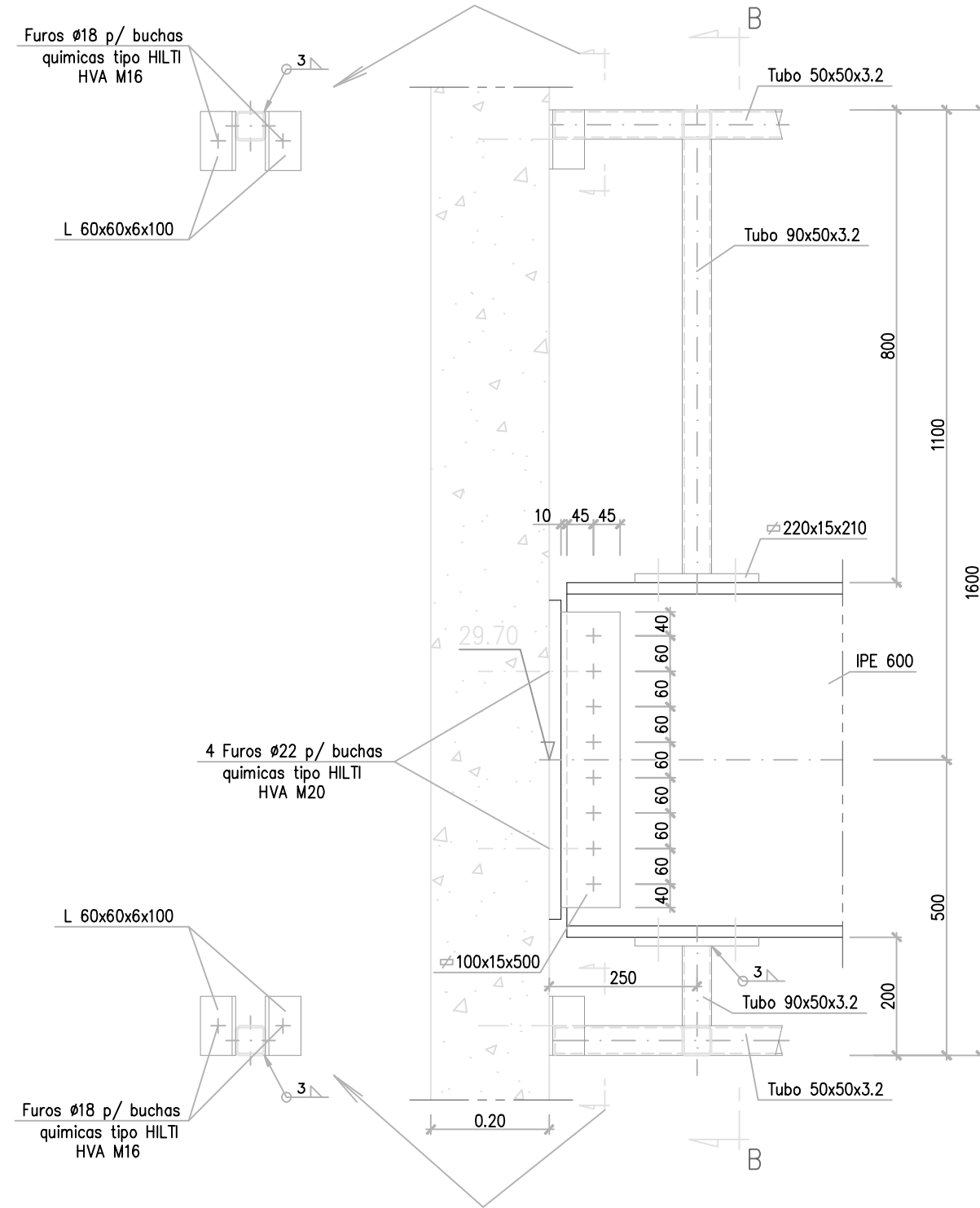
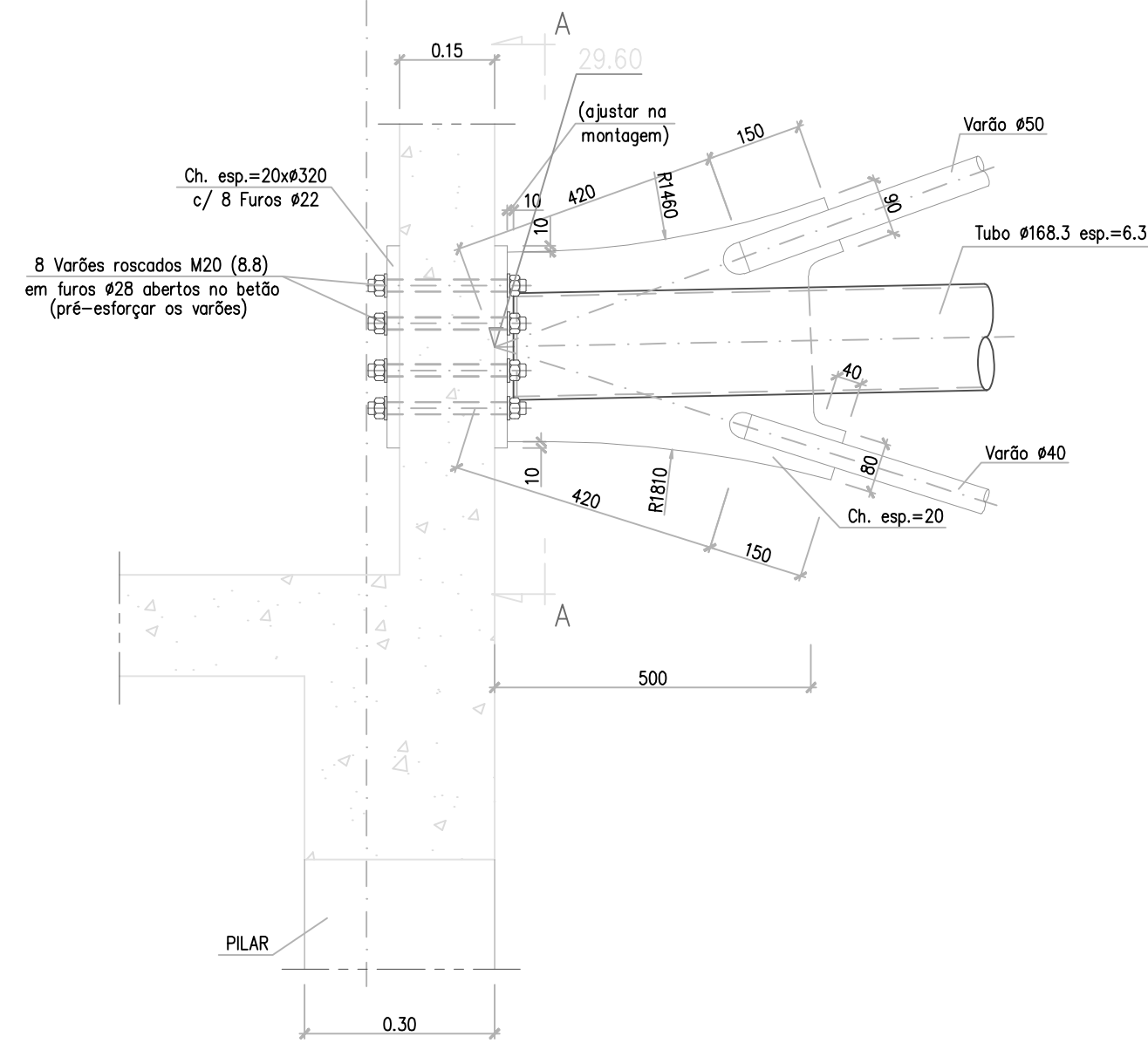
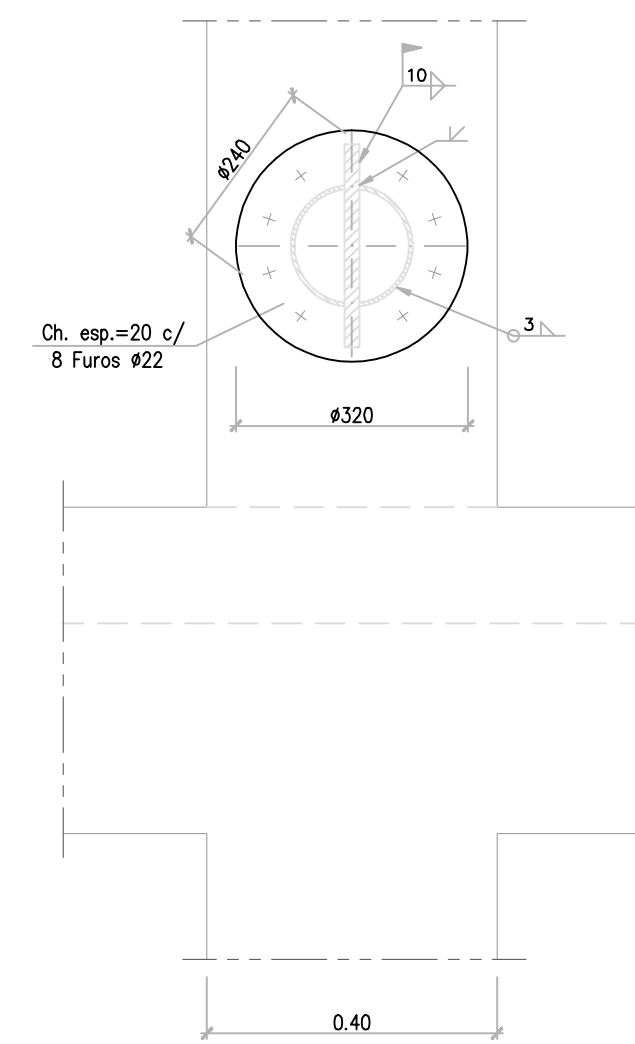
COBERTURA METÁLICA
CORTES X1-X1, X2-X2 e Y-Y



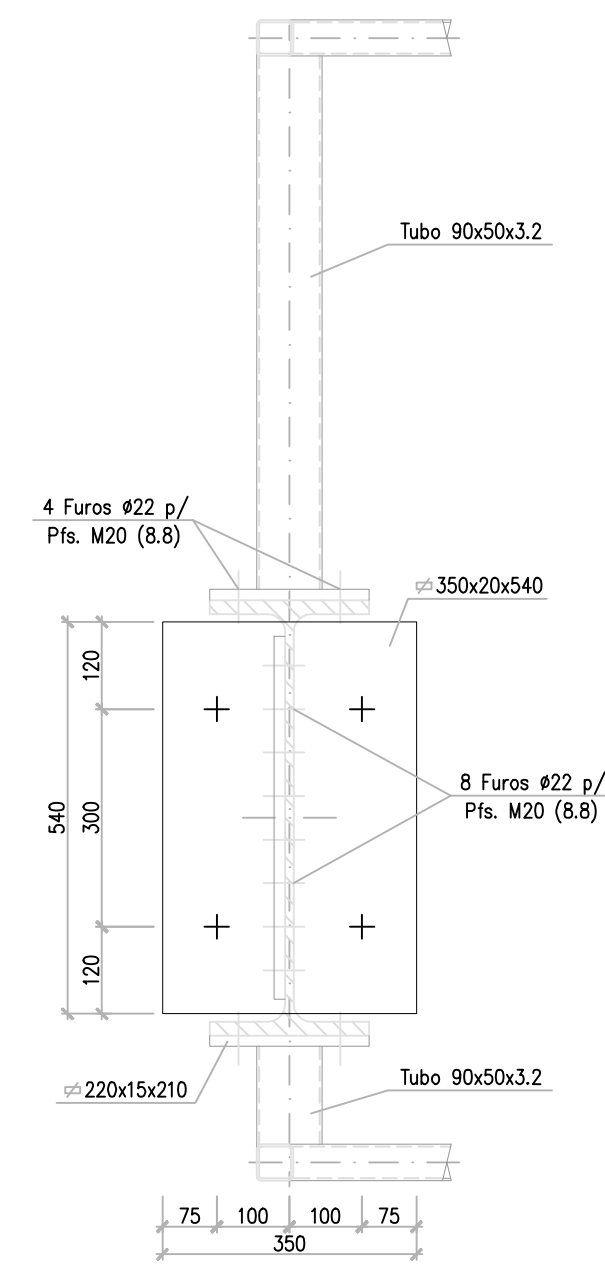
proj. Cima Gomes des. N. Biscainha

042 51 A

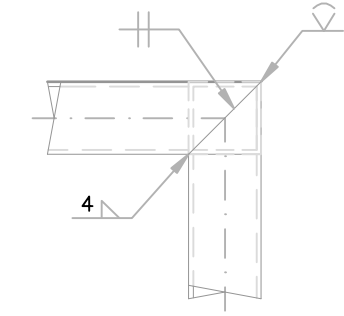
fichero:2007042051.DWG



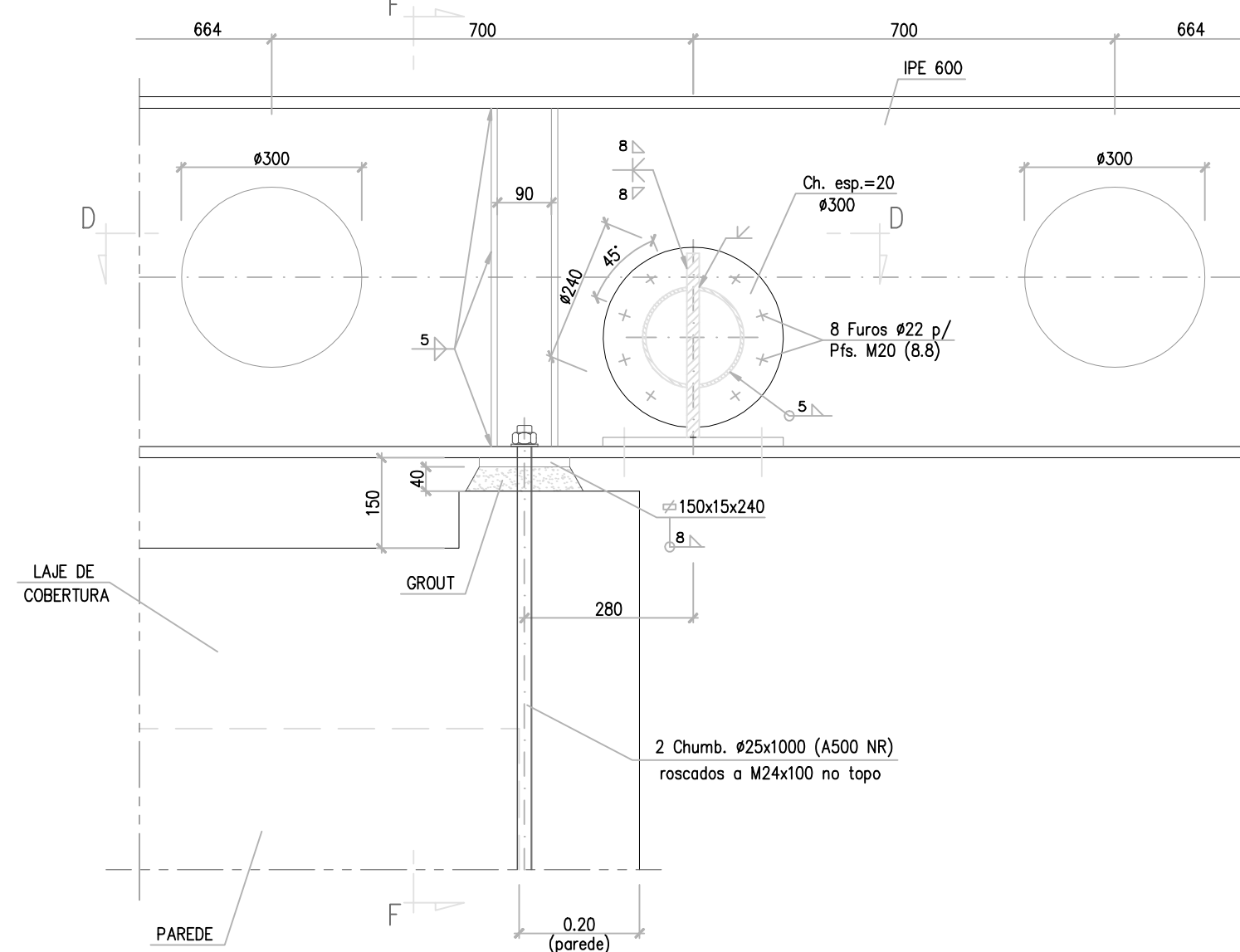
Esc. 1:10



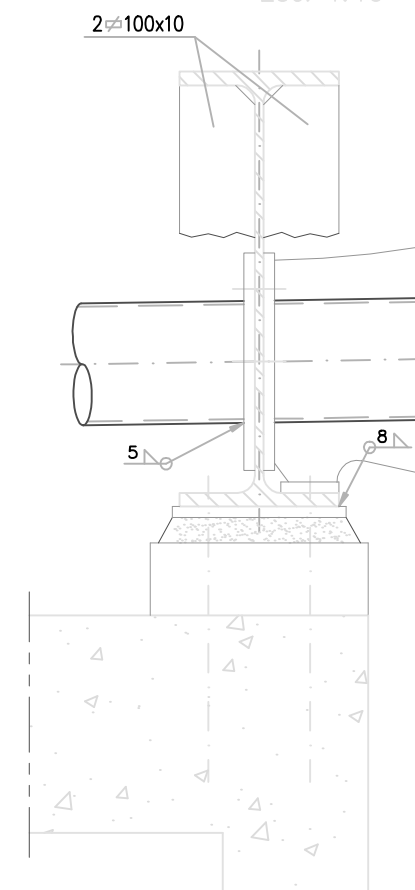
1:5



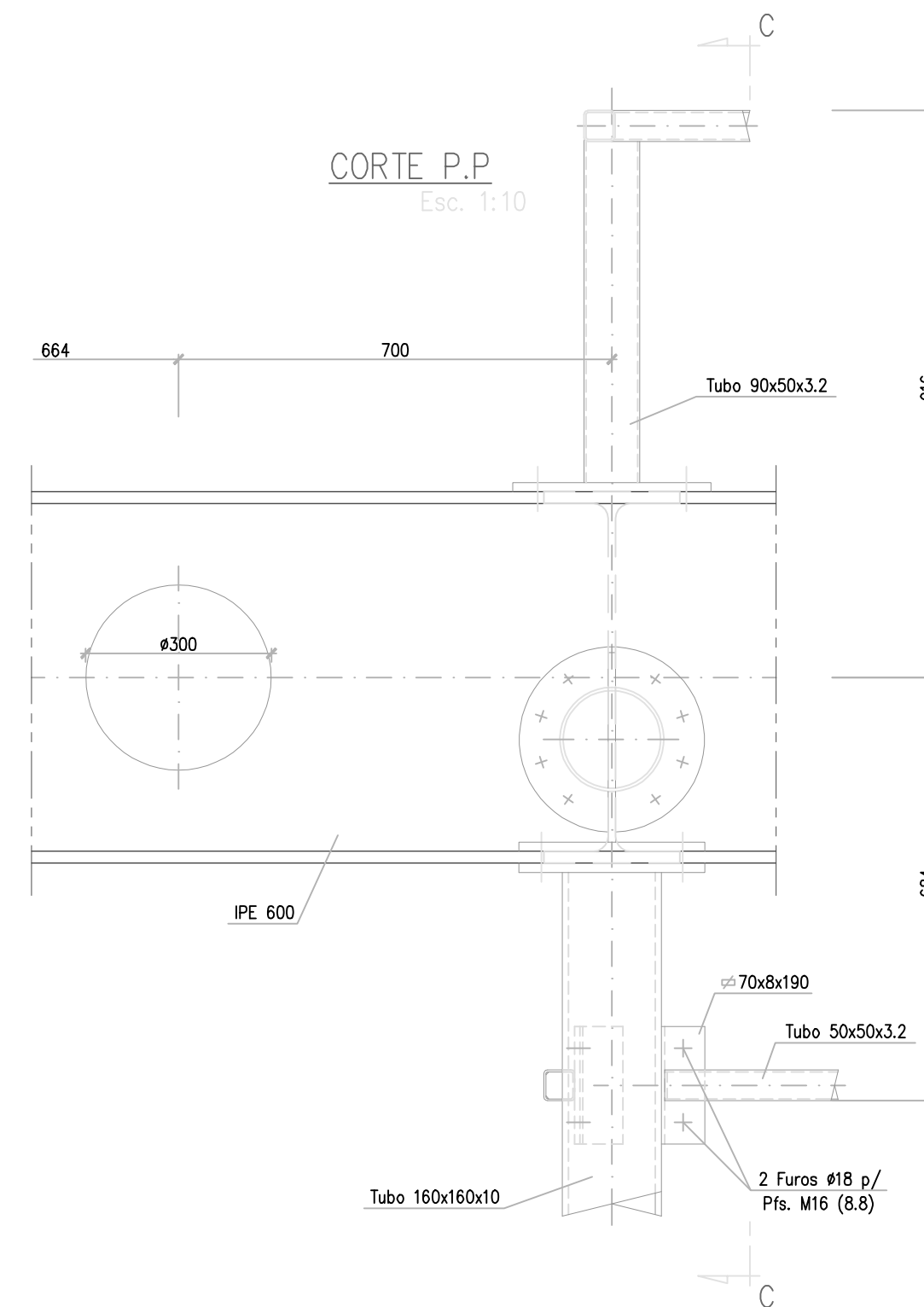
Esc. 1:10



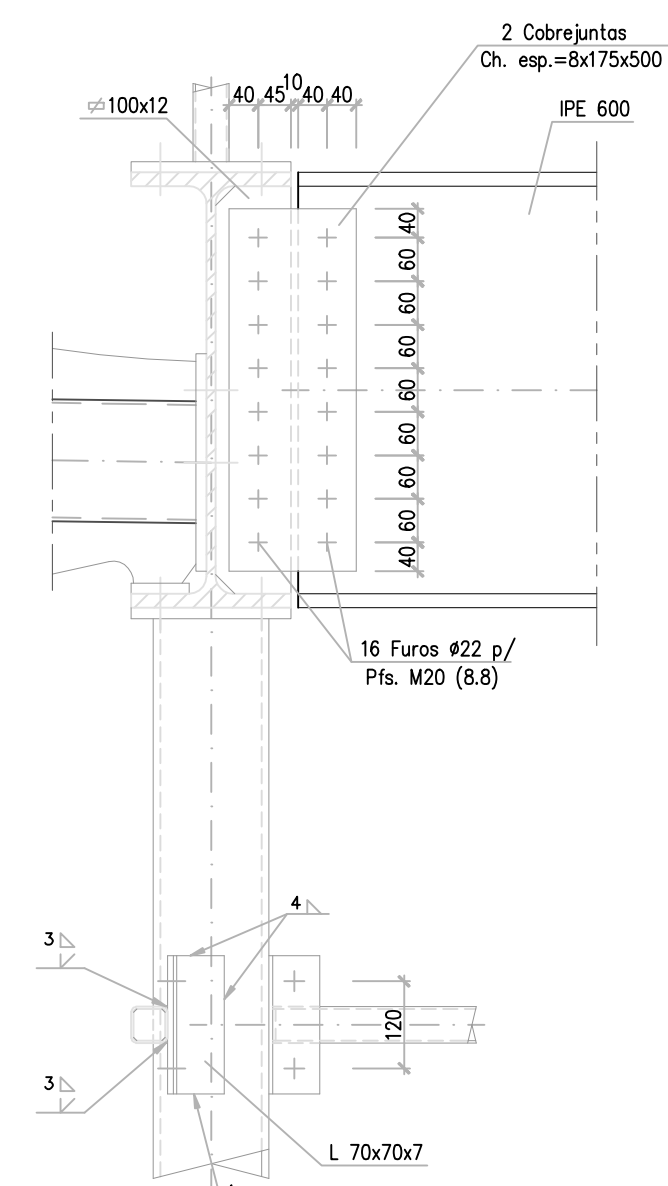
Esc. 1:10



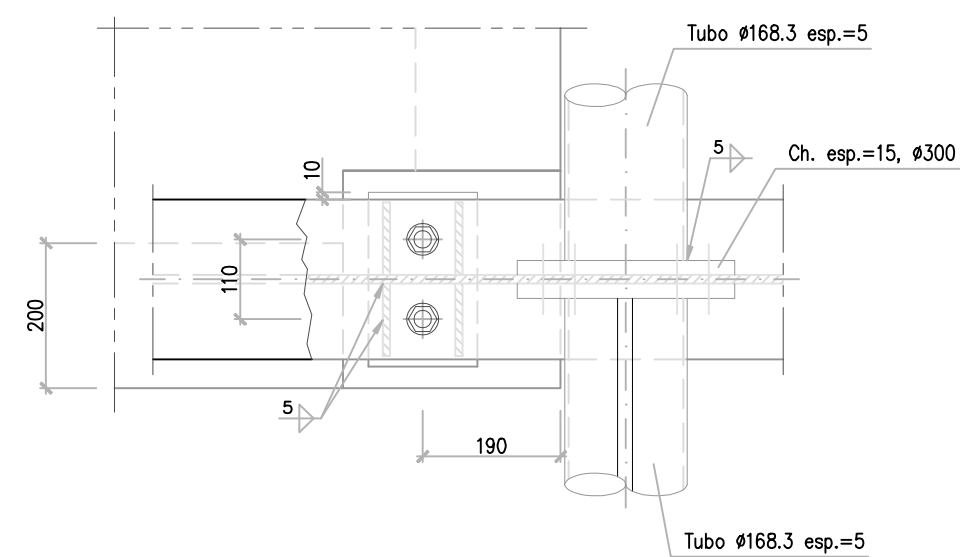
Esc. 1:10



Esc. 1:10



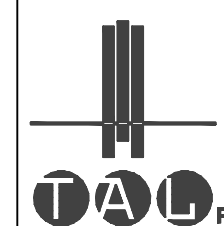
Esc. 1:10



HOTEL DA ILHA

FUNDAÇÕES e ESTRUTURAS

COBERTURA METÁLICA
PORMENORES 1, 2 e 3
CORTES VÁRIOS




IPAL PROJECTO
Projetos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda.
Av. Infante Santo nº 70 L, 1350-180 Lisboa
Tel. 21 362 84 53, Fax 21 362 84 59
E-mail: Tailprojecto@netcabo.pt

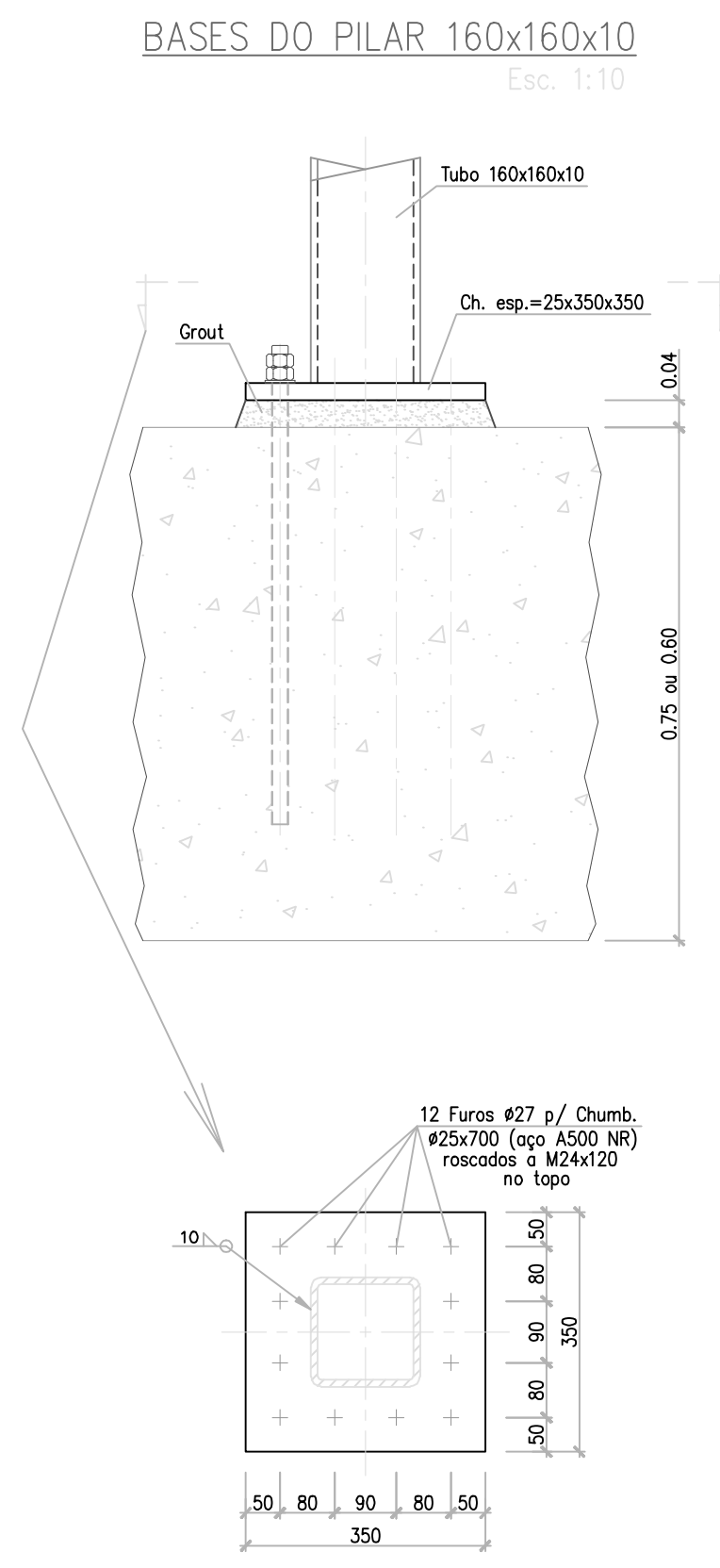
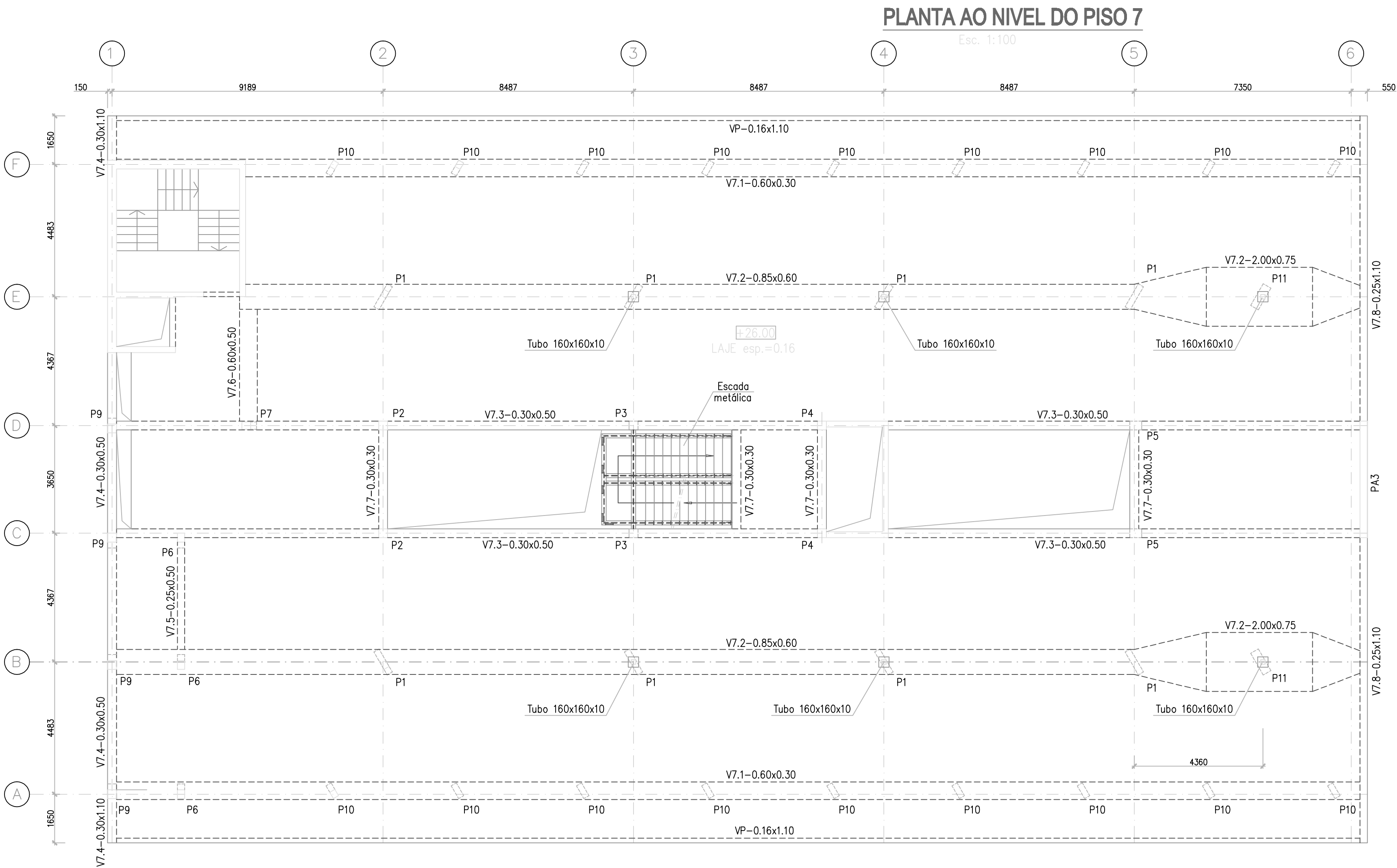
PROJECTO DE EXECUÇÃO		
Data do projecto:	2008/07/01	
Data do desenho:	2008/07/01	
esc. de plotagem	1:1	
esc.	1:5 1:10	
proj.	<i>Cima Gomes</i>	des. <i>N.Biscaia</i>
Nº proc.	Nº Des.	rev.
042	52	A

Este documento é propriedade de TALL POCUJES-110, não podendo ser utilizado, reproduzido, no todo ou em parte, ou consultado a terceiros sem uma autorização escrita.



A	REVISÃO GERAL
REV.	descrição da situação

<h1 style="margin: 0;">HOTEL DA ILHA</h1> <h2 style="margin: 0;">FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS</h2>																			
<h3 style="margin: 0;">COBERTURA METÁLICA</h3> <h3 style="margin: 0;">PORMENOR Z e CORTES VÁRIOS</h3>																			
 <p style="margin: 0;">T.A.L. PROJETO</p> <p style="margin: 0;">Projetos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda.</p> <p style="margin: 0;">Av. Infante Santo nº 11, 1.º andar - Lisboa</p> <p style="margin: 0;">Tel. 21 302 84 04, Fax 21 302 84 00</p> <p style="margin: 0;">E-mail: tal@talproj.com</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">PROJECTO DE EXECU</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">Data do projecto:</td> <td style="text-align: right;">2008/07/01</td> </tr> <tr> <td>Data do desenho:</td> <td style="text-align: right;">2008/07/01</td> </tr> <tr> <td>esc. de plotagem:</td> <td style="text-align: right;">1:1</td> </tr> <tr> <td>esc. 1:5 1:10</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">proj. <i>Cima Gomes</i> des. <i>N.B.</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Nº proc.</td> <td style="text-align: center;">Nº Des.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center; font-size: 2em;">042</td> <td style="text-align: center; font-size: 2em;">53</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">fechou: 2007/04/09 A.D.W.G</td> </tr> </table>	PROJECTO DE EXECU		Data do projecto:	2008/07/01	Data do desenho:	2008/07/01	esc. de plotagem:	1:1	esc. 1:5 1:10		proj. <i>Cima Gomes</i> des. <i>N.B.</i>		Nº proc.	Nº Des.	042	53	fechou: 2007/04/09 A.D.W.G	
PROJECTO DE EXECU																			
Data do projecto:	2008/07/01																		
Data do desenho:	2008/07/01																		
esc. de plotagem:	1:1																		
esc. 1:5 1:10																			
proj. <i>Cima Gomes</i> des. <i>N.B.</i>																			
Nº proc.	Nº Des.																		
042	53																		
fechou: 2007/04/09 A.D.W.G																			



HOTEL DA ILHA FUNDAÇÕES e ESTRUTURAS		
COBERTURA METÁLICA PLANTA GERAL DO PISO 7 IMPLANTAÇÃO DOS PILARES METÁLICOS BASES E CHUMBADOUROS DIMENSIONAMENTO GERAL		
PROJECTO DE EXECUÇÃO		
Data do projecto: 2008/07/01		
Data do desenho: 2008/07/01		
esc. de plotagem 1:1		
esc. 1:100 1:10		
proj. Cima Gomes des. N.Biscaya		
Nº proc.	Nº Des.	REV.
042	54	
folha 230704206412W3		

Este documento é propriedade de TAL PROJECTO, não podendo ser utilizado, reproduzido ou feito em cópia, ou incorporado em qualquer outro documento sem autorização expressa.